



Tiago Alexandre Carvalho Gomes de Almeida

Licenciado em Ciências da Engenharia Civil

Modelação Numérica de Entrada em Ponte Ferroviária

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil – Perfil de Estruturas

Orientador: José Nuno Varandas da Silva Ferreira,
Professor Auxiliar, FCT - UNL

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Nuno da Costa Guerra
Arguente: Doutor André Paixão
Vogal: Prof. Doutor José Nuno Varandas da Silva Ferreira



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Março de 2015

Modelação Numérica de Entrada em Ponte Ferroviária

Copyright © Tiago Alexandre Carvalho Gomes de Almeida, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Esta dissertação não teria sido possível sem o contributo de algumas pessoas a quem expresso os meus agradecimentos.

Em primeiro lugar quero agradecer ao meu orientador, Professor Doutor José Nuno Varandas, pelo apoio incansável ao longo de todo o trabalho. Os seus ensinamentos e conhecimentos partilhados foram muito importantes na realização desta dissertação.

Ao Professor Doutor Corneliu Cismasiu por me disponibilizar o equipamento informático do departamento de engenharia civil que me permitiu efetuar os cálculos mais exigentes. Agradeço, também, as suas lições durante as cadeiras de Dinâmica de Estruturas e de Método dos Elementos Finitos, as quais me foram bastante úteis na realização deste trabalho.

Aos meus colegas, que me acompanharam ao longo do percurso académico, pelos conhecimentos partilhados, pelos momentos de diversão e pela amizade construída durante estes anos.

Aos meus amigos João Henriques e Pedro Ferreira pela revisão textual que elevou a qualidade desta dissertação. Além disso, agradeço a amizade e o incentivo que me deram para a realização deste objetivo.

Aos meus pais pelas condições que me proporcionaram para a realização desta etapa, e pelo apoio e confiança em mim prestada.

Resumo

O crescente interesse pelo transporte ferroviário de alta-velocidade como transporte de médio curso obriga ao estudo do comportamento de vias-férreas para cumprir requisitos funcionais. As zonas de transição são um dos locais problemáticos que requerem um estudo aprofundado, onde a modelação numérica surge como uma poderosa ferramenta de análise.

Neste trabalho é analisado o comportamento de um modelo numérico bidimensional de uma entrada numa ponte ferroviária situada sobre o Rio Sado e que faz parte da variante de Alcácer do Sal. Trata-se de um modelo numérico bidimensional de elementos lineares elásticos com uma execução mais rápida em relação a outros modelos. A resposta deste modelo é comparada com resultados de um modelo numérico tridimensional validado na mesma transição.

Para atingir resultados fiáveis, o modelo bidimensional foi alvo de uma parametrização precisa que consistiu num processo de calibração com o modelo tridimensional referido anteriormente. As curvas de receptância da via foram o principal meio de calibração entre os dois modelos. Deste modo, realizou-se um estudo paramétrico de ambos os modelos para avaliar a influência de diversos parâmetros no cálculo de curvas de receptância.

Analisou-se, também, o comportamento deste modelo para diferentes velocidades de circulação do veículo. Dentro deste campo foi dada especial atenção ao fenómeno da velocidade crítica de um veículo num solo flexível.

Palavras-chave: modelação numérica; via ferroviária; zona de transição; curvas de receptância; velocidade crítica;

Abstract

The growing interest in high-speed rail transportation for medium distances requires the study of railway behaviour to accomplish operating requirements. Transition zones are one of the problematic areas that require extensive study, wherein numerical modelling is a powerful analysis tool.

In this work, the behaviour of a two-dimensional numerical model of a railway bridge entry, situated over the Sado River (included in Alcácer do Sal bypass), is analyzed. It's a two-dimensional numerical model with linear elastic elements of quick and simple execution. The response of this model is compared to results of a three-dimensional numerical model validated in the same transition.

To achieve reliable results, the two-dimensional model is subjected to a fine parameterization, consisting on a calibration process with the previously mentioned three-dimensional model. Receptance curves are the main calibration mode between both models. Hence, a parametrical study of both models is performed in order to evaluate the influence of model parameters for the calculation of receptance curves.

The behaviour of the model is also analyzed for different train speeds. Herein, special attention has been paid to the critical speed phenomenon of a train in soft soil.

Keywords: numerical modelling; railway track; transition zone; receptance curves; critical speed;

Índice de Matérias

Agradecimentos	i
Resumo	iii
Abstract	v
Índice de Matérias	vii
Índice de Figuras	ix
Índice de Tabelas	xiii
Lista de Abreviaturas, Siglas e Símbolos	xv
1 Introdução	1
1.1 Contextualização	1
1.2 Objetivos	2
1.3 Estrutura do documento	2
1.4 Via-férrea balastrada	3
1.4.1 Elementos constituintes da via	4
1.4.2 Transições	8
2 Modelação numérica de vias ferroviárias	11
2.1 Aspetos gerais	11
2.1.1 Modelação de componentes da via	11
2.1.2 Contacto roda-carril	15
2.1.3 Rigidez vertical da via.....	16
2.1.4 Aspetos dinâmicos da via.....	17
2.2 Modelos numéricos	25
2.3 Modelo numérico bidimensional - UTrack	28
2.3.1 Estado inicial da via	29
2.3.2 Ação da carga móvel. Equações de movimento e integração no tempo	31
2.3.3 Procedimento de cálculo	35
2.4 Modelo numérico tridimensional - Pegasus	35
2.4.1 Equações de movimento	36
2.4.2 Modelos constitutivos do sistema balastro-solo.....	37

2.4.3	Interação travessa-balastro	37
2.4.4	Condições de fronteira	38
3	Caso de estudo	41
3.1	Caracterização	41
3.2	Material circulante.....	44
4	Cálculo de curvas de receptância no modelo tridimensional da via	47
4.1	Influência de parâmetros de modelação nas curvas de receptância.....	47
4.1.1	Modelo padrão	48
4.1.2	Força de impacto	50
4.1.3	Dimensão do modelo.....	54
4.1.4	Condições de fronteira	57
4.1.5	Amortecimento de Rayleigh.....	60
4.2	Cálculo de curvas de receptância na transição do caso de estudo	62
4.2.1	Modelos de calibração 3D.....	63
4.2.2	Resultados	64
5	Calibração do modelo bidimensional da transição	67
5.1	Modelos de calibração 2D.....	68
5.2	Cálculo da rigidez vertical k_v	69
5.3	Cálculo da rigidez longitudinal k_w	71
5.4	Cálculos de parâmetros de amortecimento.....	73
5.4.1	Influência de parâmetros do modelo nas curvas de receptância.....	73
5.4.2	Ajuste de curvas de receptância	79
6	Cálculos dinâmicos à passagem de veículos	81
6.1	Descrição do modelo bidimensional da transição	81
6.2	Descrição do modelo tridimensional da transição.....	83
6.3	Movimento do veículo na transição	84
6.4	Análise de velocidade.....	87
6.4.1	Modelo bidimensional.....	87
6.4.2	Modelo tridimensional	90
7	Conclusões e desenvolvimentos futuros	93
	Bibliografia	95

Índice de Figuras

Figura 1.1 – Estrutura-tipo de uma via-férrea balastrada. Adaptado de Dahlberg (2003).	3
Figura 1.2 – Sistemas de fixação: (a) Nabla, (b) Pandrol Fastclip, (c) Vossloh. Fontes: Esveld (2001); “Railway-technology.com”; “Vossloh.com”.	5
Figura 1.3 – Efeito da utilização de palmilhas na distribuição das cargas pelas travessas. (Fonte: “getzner.com”).....	5
Figura 1.4 – Tipos de travessas de betão: (a) Travessa monobloco (Fonte: “alpinehousing.com”), (b) Travessa bibloco (Fonte: “stanton-bonna.co.uk”)	6
Figura 1.5 – Balastro na via (à esquerda) e o material utilizado no balastro (à direita). Fontes: “flickr.com” e Zoonar/picxhunter (2011).	7
Figura 1.6 – Aspetos de degradação em zonas de transição. Adaptado de (Fortunato et al., 2013).....	8
Figura 1.7 – Estrutura-tipo de uma zona de transição de entrada em ponte ferroviária. Adaptado de Fortunato et al (2013).	9
Figura 2.1 – Forças de contacto em ensaio de comportamento dinâmico do balastro (Kruse & Popp, 2003).....	13
Figura 2.2 – Modelo de cálculo de rigidez de balastro e sub-balastro (Sun & Dhanasekar, 2002).	14
Figura 2.3 – Rigidez vertical da via (Teixeira, 2003).	16
Figura 2.4 – Modo de vibração global da via (de Man, 2002).	18
Figura 2.5 – Modo de vibração dos carris sobre as palmilhas (de Man, 2002).....	18
Figura 2.6 – Modo de vibração de anti-ressonância das travessas (de Man, 2002).	19
Figura 2.7 – Modo de vibração pin-pin (de Man, 2002).	19
Figura 2.8 – Esquema do cálculo de receptância e da transformação de funções para o domínio da frequência.	20
Figura 2.9 – Curva de receptância com as frequências de ressonância geralmente captadas numa via-férrea (Alves Ribeiro, 2012).....	21
Figura 2.10 – Modelo com fundação em meio semi-indefinido (à esquerda) e curvas de receptância (à direita) (K. Knothe & Wu, 1998).	21

Figura 2.11 – Modo de propagação das ondas sísmicas.....	23
Figura 2.12 – Ondas geradas pela passagem de um comboio.	24
Figura 2.13 – Modelo numérico com dois níveis de elementos. Adaptado de Dahlberg (2006). 26	
Figura 2.14 – Modelo numérico com interligação entre massas de balastro. Adaptado de Dahlberg (2006).....	27
Figura 2.15 – Modelo tridimensional de elementos sólidos (Lundqvist & Dahlberg, 2005).	27
Figura 2.16 – Modelo numérico bidimensional UTrack.	29
Figura 2.17 – Comportamento não-linear da mola do apoio das travessas. Adaptado de Varandas et al. (2011).	30
Figura 2.18 – Relação entre o coeficiente de amortecimento e a frequência. Adaptado de Clough & Penzien (1975).	32
Figura 2.19 – Vista longitudinal do esquema do movimento do comboio no modelo. Adaptado de Varandas (2013).	35
Figura 2.20 – Vista lateral do sistema de via e sistema balastro-solo. Adaptado de Varandas (2013).	36
Figura 2.21 – Vista transversal da interação entre travessa e balastro (Varandas, 2013).	38
Figura 2.22 – Esquema da aplicação de camada viscoelástica na fronteira inferior do solo no modelo Pegasus. Adaptado de Varandas (2013).	39
Figura 3.1 – Localização geográfica da variante de Alcácer do Sal. Adaptado de REFER (2010).	41
Figura 3.2 – Vista panorâmica da ponte ferroviária sobre o Rio Sado (à esquerda) e entrada no viaduto sul de acesso (à direita). Fontes: REFER (2010) e Fortunato et al. (2013).	42
Figura 3.3 – Travessas monobloco, sistema de fixação e palmilhas utilizadas na transição (REFER E.P., 2010).	42
Figura 3.4 – Zona de transição para a ponte ferroviária sobre o Rio Sado. Adaptado de Paixão (2014).	43
Figura 3.5 – Cortes transversais da transição.	43
Figura 3.6 – Comboio Alfa Pendular: (a) em circulação, (b) representação esquemática da configuração dos eixos (em m) e cargas por eixo (em kN). Fontes: Mourão (2015a) e Paixão (2014).	45
Figura 3.7 – Comboio Intercidades: (a) em circulação, (b) representação esquemática da configuração dos eixos (em m) e cargas por eixo (em kN). Fontes: Mourão (2015b) e Paixão (2014).	45
Figura 3.8 – Comboio de mercadorias: (a) em circulação, (b) representação esquemática da configuração dos eixos (em m) e cargas por eixo (em kN). Fontes: Soares (2015) e Paixão (2014).	46

Figura 4.1 – Malha de elementos finitos do sistema balastro-solo do modelo padrão.....	49
Figura 4.2 – Vista transversal da malha de elementos finitos do sistema balastro-solo do modelo padrão.	49
Figura 4.3 – Forças de impacto com diferentes parâmetros td para cálculo de curvas de receptância.	51
Figura 4.4 – Curvas de receptância calculadas no modelo Pegasus com variação dos parâmetros td da força de impacto e um passo de tempo de gravação de (a) 0.0005 s, (b) 0.0002 s e (c) 0.0001 s.....	52
Figura 4.5 – Curvas de receptância calculadas no modelo Pegasus com variação da amplitude da força de impacto.	53
Figura 4.6 – Curvas de receptância calculadas no modelo Pegasus com variação da aplicação da força de impacto.	54
Figura 4.7 – Curvas de receptância calculadas no modelo Pegasus com variação do número de travessas.....	55
Figura 4.8 – (a) Vista transversal das malhas de elementos finitos do sistema balastro-solo e vista 3D das malhas (b) do modelo padrão e (c) do modelo grande.....	56
Figura 4.9 – Curvas de receptância calculadas no modelo Pegasus com variação da dimensão transversal da malha.	56
Figura 4.10 – Malha de elementos finitos: padrão (à esquerda) e refinada (à direita).	57
Figura 4.11 – Curvas de receptância calculadas no modelo Pegasus com variação do refinamento da malha.	57
Figura 4.12 – Curvas de receptância calculadas no modelo Pegasus com variação das condições de fronteira laterais do solo.	58
Figura 4.13 – Curvas de receptância calculadas no modelo Pegasus com variação das condições de fronteira inferiores da malha.....	59
Figura 4.14 – Curvas de receptância calculadas no modelo Pegasus com variação da profundidade Lz	60
Figura 4.15 – Curvas de receptância calculadas no modelo Pegasus com variação do coeficiente de amortecimento de Rayleigh.	61
Figura 4.16 – Curvas de receptância em vários níveis da via nas frequências (a) de 0 a 500 Hz, (b) de 0 a 40 Hz e (c) de 120 a 220 Hz.	62
Figura 4.17 – Modelo de calibração 3D das secções S1, S2 e S3.	64
Figura 4.18 – Modelo de calibração 3D da secção S4.	64
Figura 4.19 – Curvas de receptância direta nas diferentes secções da transição.....	65
Figura 4.20 – Sobreposição das curvas de receptância das diferentes secções da transição.	66
Figura 5.1 – Parâmetros a calibrar no modelo bidimensional.....	67

Figura 5.2 – Esquemas de aplicação das cargas pontuais estáticas nos modelos (a) 2D e (b) 3D.	70
Figura 5.3 – Esquema de aplicação da carga pontual no carril do modelo bidimensional.	72
Figura 5.4 – Deslocamento do carril devido à carga pontual estática de 50 kN aplicada em $x = 0$ nos modelos de calibração 2D (a linha vermelha) e 3D (a linha azul).	73
Figura 5.5 – Curvas de receptância com a variação do parâmetro t_d da força de impacto e um passo de tempo de gravação de (a) 0.001 s e (b) 0.0001 s.	75
Figura 5.6 – Curvas de receptância com a variação da teoria de viga do carril.	76
Figura 5.7 – Curvas de receptância com a variação da rigidez das palmilhas.	76
Figura 5.8 – Curvas de receptância com a variação do amortecimento das palmilhas.	77
Figura 5.9 – Curvas de receptância com a variação da massa de balastro.	77
Figura 5.10 – Curvas de receptância com a variação do amortecimento do balastro-solo.	78
Figura 5.11 – Influência dos parâmetros a calibrar na função de receptância.	78
Figura 5.12 – Curvas de receptância direta nas secções (a) S1 (aterro), (b) S2 (UGM), (c) S3 (CBGM) e (d) S4 (ponte) obtidas nos modelos 2D e 3D.	80
Figura 6.1 – Parâmetros dos apoios das travessas do modelo.	83
Figura 6.2 – Representação do sistema balastro-solo da transição (Varandas et al., 2014).	83
Figura 6.3 – Carga de duas rodas do veículo correspondentes à primeira bogie.	84
Figura 6.4 – Deslocamentos máximos verticais do carril após passagem do veículo nos modelos 2D e 3D.	85
Figura 6.5 – Força máxima de interação travessa-balastro após passagem do veículo nos modelos 2D e 3D.	85
Figura 6.6 – Deslocamento do carril em diferentes posições devido à passagem do veículo.	86
Figura 6.7 – Deslocamento máximo vertical do carril para diferentes velocidades do veículo.	88
Figura 6.8 – Deslocamento máximo do carril com a variação da velocidade do comboio obtido com o modelo 2D.	88
Figura 6.9 – Deslocamento do carril em função do tempo na posição $x = 10.2$ m obtido com o modelo 2D.	89
Figura 6.10 – Vista longitudinal do modelo tridimensional de análise de velocidades.	90
Figura 6.11 – Deslocamento máximo vertical do carril para diferentes velocidades do veículo.	90
Figura 6.12 – Deslocamento máximo vertical do carril na posição $x = 10.2$ m (sobre a travessa 58) para diferentes velocidades do veículo obtido com o modelo 3D.	91
Figura 6.13 – Deslocamento do carril em função do tempo na posição $x = 10.2$ m para diferentes velocidades do veículo obtido com o modelo 3D.	92

Índice de Tabelas

Tabela 2.1 – Parâmetros do contacto roda-carril.....	33
Tabela 3.1 – Principais medições realizadas na transição.....	44
Tabela 4.1 – Parâmetros de carris, palmilhas e travessas do modelo padrão.....	48
Tabela 4.2 – Propriedades dos materiais do balastro e solo no modelo padrão.....	49
Tabela 4.3 – Parâmetros da força de impacto para estudo de influência de parâmetros no modelo tridimensional.....	50
Tabela 4.4 – Descrição das opções de condição de fronteira lateral do solo.....	58
Tabela 4.5 – Descrição das opções de condições de fronteira inferior do solo.....	59
Tabela 4.6 – Frequências de ressonância da vibração global da via para diferentes profundidades de Lz, obtidas por cálculo analítico e pelo modelo numérico.....	60
Tabela 4.7 – Propriedades dos materiais das camadas do sistema balastro-solo.....	63
Tabela 5.1 – Parâmetros de carris, palmilhas e travessas nos modelos de calibração.....	69
Tabela 5.2 – Deslocamento vertical das travessas e rigidez vertical da camada balastro-solo após aplicação de carga pontual estática.....	70
Tabela 5.3 – Dados utilizados na fórmula aproximada de Zhai para o cálculo da rigidez do balastro.....	71
Tabela 5.4 – Valores calibrados da rigidez lateral do balastro para as secções da transição no modelo 2D.....	72
Tabela 5.5 – Parâmetros do modelo bidimensional padrão.....	74
Tabela 5.6 – Parâmetros calibrados do modelo 2D após ajuste entre curvas de receptância.....	79

Lista de Abreviaturas, Siglas e Símbolos

Índices

$()_{bs}$	relativo ao sistema balastro-solo
$()_{eq}$	equivalente
$()_{rp}$	relativo à palmilha
$()_s$	relativo à travessa
$()_t$	relativo à via
$()_v$	relativo ao veículo

Símbolos

Símbolos Latinos

a	aceleração
c	amortecimento
c_H	coeficiente de amortecimento Hertziano
c_{rp}	coeficiente de amortecimento das palmilhas
c_v	amortecimento vertical do sistema balastro-solo
c_w	amortecimento longitudinal do sistema balastro-solo
\mathbf{C}	matriz de amortecimento
\mathbf{D}	matriz de rigidez constitutiva
E	módulo de elasticidade
f	frequência
F	força
G	módulo de distorção
$H(\omega)$	função de receptância
I	inércia
k	rigidez
k_1, k_2	parâmetros de rigidez do sistema balastro-solo
k_b	rigidez da camada de balastro

k_f	rigidez da camada de fundação
k_H	rigidez Hertziana
k_{rp}	rigidez das palmilhas
k_{sb}	rigidez da camada de sub-balastro
k_v	rigidez vertical do sistema balastro-solo
k_w	rigidez longitudinal do sistema balastro-solo
\mathbf{K}	matriz de rigidez
m	massa
M	módulo edométrico
\mathbf{M}	matriz de massa
t	tempo
u	componente do deslocamento segundo a direção vertical
x	posição na direção longitudinal da via

Símbolos Gregos

δ	indentação
$\dot{\delta}$	velocidade de indentação
ε	tensor da deformação
ν	coeficiente de Poisson
ρ	densidade
σ	tensor da tensão

Siglas

BEM	<i>Boundary Element Method</i>
CBGM	<i>Cement bound granular material</i>
DEM	<i>Discrete Element Method</i>
FEM	<i>Finite Element Method</i>
FFT	<i>Fast Fourier Transform</i>
MEF	Método dos elementos finitos
UGM	<i>Unbound granular material</i>
UIC	<i>Union Internationale des Chemins de Fer</i>
USP	<i>Under sleeper pads</i>
VEB	Viga de Euler-Bernoulli
VT	Viga de Timoshenko

1

Introdução

1.1 Contextualização

Os caminhos-de-ferro, do modo que hoje conhecemos, surgiram no século XIX integrados na Revolução Industrial e funcionando principalmente como transporte de mercadorias. Foi o principal meio de transporte até ao início do século XX, perdendo importância com a proliferação do automóvel, de estradas e da aviação, transportes e vias que puderam emergir em consequência da baixa do preço do petróleo.

Esta realidade alterou-se com o desenvolvimento das linhas de alta velocidade. O transporte ferroviário – de passageiros ou mercadorias – tornou-se competitivo face ao transporte aéreo e rodoviário em regiões densamente povoadas e em trajetos de média e longa distância, sobretudo na Europa e na Ásia Oriental (essencialmente China, Coreia do Sul e Japão). Numa época de consciencialização ambiental, o caminho-de-ferro passou também a ser visto como o modo de transporte mais sustentável e eficiente energeticamente. Globalmente, os transportes são responsáveis por cerca de 25% das emissões de CO₂ no planeta (REFER E.P., 2014).

Contudo, deve ter-se em conta que as exigências técnicas e custos de manutenção deste tipo de infraestruturas, materiais circulantes e restantes sistemas associados, aumentam consideravelmente quando relacionadas com valores elevados de cargas e velocidades. Grande parte do orçamento das empresas responsáveis pela operacionalidade das vias ferroviárias é destinado à manutenção das mesmas. Tais operações de manutenção devem-se a fatores de segurança, conforto, funcionalidade e/ou economia das vias (Berggren, 2009).

As linhas de alta velocidade obrigam ainda ao traçado de vias mais retas possíveis e, consequentemente, à construção de pontes e túneis. É nas transições para este tipo de estruturas

que surge uma parte dos problemas e de necessidade de manutenção da via. Daí a necessidade em estudar o comportamento das zonas de transição à passagem de comboios.

1.2 Objetivos

O objetivo da presente dissertação visa demonstrar a adequabilidade de um modelo numérico bidimensional para representação de uma transição de aterro para uma ponte ferroviária. O modelo numérico de elementos lineares é baseado no programa UTrack. Para a análise do modelo são realizadas simulações dinâmicas com a passagem de um comboio na transição. Faz parte do estudo a análise da resposta do modelo para diferentes velocidades de circulação do veículo.

Para um adequado comportamento deste modelo é necessária uma calibração minuciosa dos parâmetros que o compõem. Deste modo, pretende-se também estudar os efeitos destes parâmetros e a sua correta determinação para o caso da transição em estudo utilizando como calibrador os resultados de um modelo tridimensional validado (*Pegasus* (Varandas, 2013)).

Como parte da investigação, é um objetivo abordar a temática da modelação numérica de vias-férreas com um sentido crítico.

1.3 Estrutura do documento

A dissertação está organizada em 7 capítulos, sendo o primeiro de cariz introdutório, consistindo na apresentação e contextualização do tema e no desenvolvimento dos objetivos. Para uma melhor compreensão dos capítulos posteriores são descritas algumas noções básicas sobre a constituição de uma via-férrea numa zona de transição e os problemas associados.

No Capítulo 2 é realizada uma revisão bibliográfica em que se abordam aspetos gerais da modelação numérica e do comportamento dinâmico de vias-férreas. Nas Secções 2.3 e 2.4, respetivamente, são apresentados o modelo bidimensional em estudo na dissertação e o modelo tridimensional a partir do qual se calibrou o primeiro.

No Capítulo 3 apresenta-se o caso de estudo utilizado no estudo do modelo numérico bidimensional. É caracterizada a via em que se desenvolveu o estudo em termos da sua localização, configuração, composição e medições realizadas no terreno. Identifica-se, ainda, o material circulante que atravessa regularmente esta via.

No Capítulo 4 é estudado o comportamento dinâmico do modelo tridimensional no cálculo de curvas de receptância que são posteriormente calculadas em vários pontos da transição.

No Capítulo 5 determinam-se e calibram-se os parâmetros e aspetos relativos ao modelo numérico bidimensional da transição em estudo.

No Capítulo 6 é calculada a resposta dinâmica à passagem de veículos do modelo bidimensional na zona de transição estudada e verificado o comportamento do modelo em

comparação com o modelo tridimensional. Além disso, estuda-se o comportamento de ambos os modelos para diferentes velocidades de circulação de um veículo, abordando-se o tema da velocidade crítica.

No Capítulo 7 apresentam-se as conclusões referentes a esta investigação, assim como algumas propostas para desenvolvimentos futuros.

1.4 Via-férrea balastrada

A via-férrea balastrada é o modo mais comum de via construída. Consiste basicamente numa via formada por dois carris paralelos dispostos perpendicularmente sobre travessas que assentam sobre balastro. A estrutura da via pode ser dividida em superestrutura e subestrutura. Da superestrutura fazem parte carris, sistema de fixação carril-travessa, travessas e balastro, enquanto a subestrutura é composta pelas camadas de sub-balastro e fundação. À fundação também é usual ser dado o nome de plataforma (Fortunato, 2005).

A estrutura típica de uma via balastrada é representada na Figura 1.1. Caso a via seja implementada sobre uma estrutura – como pontes, túneis ou passagens hidráulicas – toma uma configuração diferente. Sobre uma ponte não é habitual a existência de uma camada de sub-balastro, assentando a camada de balastro diretamente sobre a estrutura (Alves Ribeiro, 2012).

As principais vantagens da via balastrada são: o relativo baixo custo de construção; o conhecimento adquirido e equipamento desenvolvido ao longo de muitos anos de aplicação; a simples substituição dos componentes da via; as boas capacidades drenantes e de elasticidade do material; a capacidade de amortecimento do ruído produzido pela interação do veículo-via (Esveld, 2001).

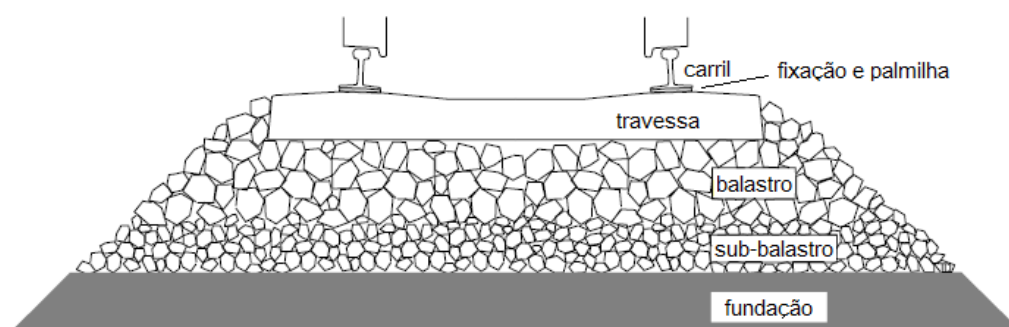


Figura 1.1 – Estrutura-tipo de uma via-férrea balastrada. Adaptado de Dahlberg (2003).

1.4.1 Elementos constituintes da via

Carris

Os carris têm como principal função guiar as rodas do veículo e transferir as cargas respetivas pelas travessas e restante apoio. Além disso, deve funcionar como uma superfície suave para o rolamento das rodas, e distribuir as forças de aceleração e frenagem por meio de aderência (Esveld, 2001). São constituídos por perfis de aço dispostos longitudinalmente sobre travessas espaçadas uniformemente.

Dentro de uma variada gama de perfis, o carril tipo *Vignole* (ou *flat-bottom*) é o mais comum atualmente na maioria das redes ferroviárias europeias em que se inclui os perfis UIC 54 e UIC 60. Os números correspondem à massa em kg por metro linear. Ao perfil UIC 60 corresponde uma massa linear de aproximadamente 60 kg/m (Esveld, 2001).

A distância entre carris é designada por bitola e tem o valor de 1,435 m para a generalidade das redes ferroviárias europeias. Na Península Ibérica o valor é de 1,668 m devido a razões históricas¹.

Sistema de fixação

O sistema de fixação é o conjunto de elementos que conecta carris e travessas, e inclui fixações e palmilhas do carril. Tem como função absorver as forças verticais, laterais, longitudinais e de torção provenientes dos carris e transferi-las para as travessas. Também devem amortecer as vibrações e os impactos causados pelas cargas dinâmicas (Esveld, 2001; Fortunato, 2005).

As fixações são definidas em função do tipo de travessa e carril. Em travessas de madeira são utilizadas fixações rígidas (chapins) que asseguram tensões admissíveis e protegem a madeira contra o desgaste mecânico. Em travessas de betão são utilizadas fixações elásticas como o sistema *Nabla*, o sistema *Pandrol Fastclip*, ou o sistema *Vossloh* (Fernandes, 2011; Fortunato, 2005), representados na Figura 1.2.

As palmilhas do carril são elementos de material resiliente colocados entre carris e travessas com o objetivo de reduzir as tensões causadas por altas frequências e distribuir as cargas do veículo por um maior número de travessas. O elevado amortecimento reduz as tensões nas travessas causadas por forças de alta frequência (Esveld, 2001).

¹ Em Espanha acreditava-se que uma bitola mais larga permitiria a circulação de locomotivas mais potentes. Portugal para manter a comunicação ferroviária com Espanha adotou a mesma bitola.

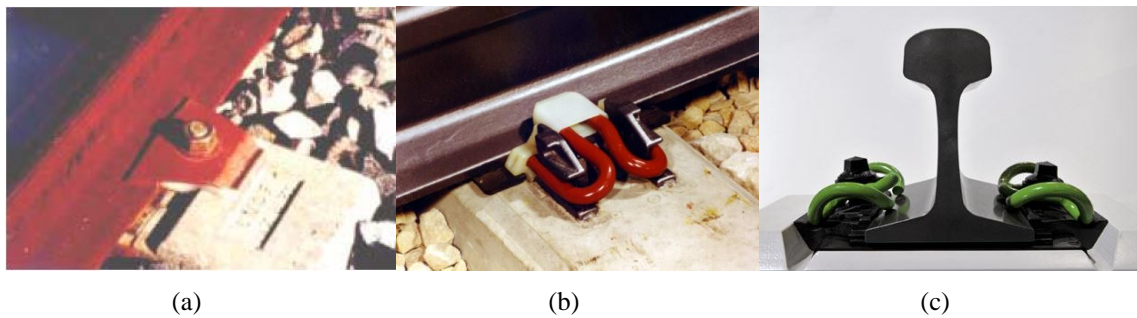


Figura 1.2 – Sistemas de fixação: (a) *Nabla*, (b) *Pandrol Fastclip*, (c) *Vossloh*. Fontes: Esveld (2001); “Railway-technology.com”; “Vossloh.com”.

A utilização de palmilhas distribui as cargas provenientes da interação roda-carril por um maior número de travessas. O número de travessas é maior, quanto mais flexíveis sejam as palmilhas. Outro tipo de palmilhas (USP) são utilizadas sob as travessas e conduzem, também, à distribuição das forças provenientes do veículo pelas travessas. Este efeito pode ser verificado no esquema apresentado na Figura 1.3.

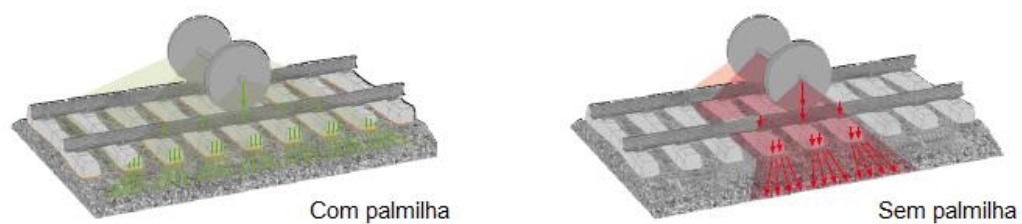


Figura 1.3 – Efeito da utilização de palmilhas na distribuição das cargas pelas travessas. (Fonte: “getzner.com”)

Travessas

As travessas são elementos dispostos transversalmente à via e que têm como principais funções: permitir a fixação dos carris e seu suporte; absorver as forças dos carris e distribuí-las pelo balastro; manter a inclinação dos carris e a dimensão da bitola (Esveld, 2001).

No passado eram constituídas por madeira pela disponibilidade deste material nos locais de construção, mas devido ao seu maior custo, menor durabilidade e baixa resistência lateral pelo seu baixo peso tornou-se obsoleta (Fortunato, 2005; Kaewunruen & Remennikov, 2008). Atualmente as travessas são de betão e podem ser do tipo monobloco (de betão pré-esforçado) ou bibloco (de betão armado) (Vale, 2010). As vantagens das travessas de tipo monobloco são o menor custo e a baixa suscetibilidade à fendilhação, uma vez que são pré-esforçadas. Pelo contrário, as travessas bibloco apresentam uma maior resistência lateral do balastro devido ao maior número de superfícies de apoio (Esveld, 2001).

O espaçamento entre travessas é habitualmente de 0,60 m para vias balastradas e de 0,65 m para vias em laje (Vale, 2010).



Figura 1.4 – Tipos de travessas de betão: (a) Travessa monobloco (Fonte: “alpinehousing.com”), (b) Travessa bibloco (Fonte: “stanton-bonna.co.uk”)

Balastro

O balastro é uma camada composta por partículas de agregado grosseiro como granito ou basalto dependendo da disponibilidade no local. Devido à enorme fricção entre as partículas, tem a capacidade de absorver consideráveis tensões de compressão na direção vertical, enquanto as forças laterais e longitudinais são equilibradas pelo atrito entre partículas de balastro e travessas (Esveld, 2001; Fortunato, 2005; Kaewunruen & Remennikov, 2008).

As funções a desempenhar pelo balastro segundo Fortunato (2005) são:

- Suportar as travessas;
- Resistir às forças verticais, laterais e longitudinais provenientes das travessas;
- Atenuar vibrações de ruído e do solo;
- Facilitar a realização de ações de correção de nivelamento e alinhamento da via;
- Drenar as águas pluviais que se precipitam sobre a via;
- Minimizar os efeitos das ações climáticas (chuva e gelo);
- Reduzir as tensões transmitidas pelas travessas às camadas subjacentes;

Para uma transmissão uniforme de cargas para a fundação, é recomendada uma espessura mínima para esta camada entre os 25 a 30 cm medidos desde o ponto mais baixo da travessa (Esveld, 2001).



Figura 1.5 – Balastro na via (à esquerda) e o material utilizado no balastro (à direita). Fontes: “flickr.com” e Zoonar/picxhunter (2011).

Sub-balastro

O sub-balastro é uma camada entre o balastro e a fundação, composta por materiais naturais bem graduados, areias cascalhentas, compostas em central, materiais naturais britados ou detritos de pedreiras. Tem como funções específicas (Fortunato, 2005):

- A separação das camadas de balastro e fundação, evitando a passagem de material fino para a camada superior;
- Evitar o desgaste da fundação pela ação mecânica do balastro, que em presença de água gera a formação de lamas, as quais, por ações das cargas dinâmicas, podem ser bombadas para a superfície;
- Impermeabilizar a fundação evitando a passagem de água proveniente do balastro para esta camada;
- Drenar e filtrar as águas que ascendem da fundação, permitindo a escoagem mas evitando a passagem de material fino para o balastro;

Além destas funções, desempenha também as mesmas do balastro, nomeadamente, a redução de tensões impostas pelo material circulante para níveis razoáveis na fundação e a proteção da fundação contra ações cíclicas de gelo de degelo (Fortunato, 2005).

Fundação

A fundação da via refere-se às camadas sobre as quais assentam as camadas de sub-balastro e balastro, prolongando-se em profundidade até onde se fazem sentir as solicitações do tráfego (Fortunato, 2005).

Tem como funções: suportar a superestrutura da via sem deformações excessivas; resistir às ações ambientais, como o ciclo de molhagem e secagem devido à pluviosidade; resistir ao desgaste provocado pelas camadas de balastro e/ou sub-balastro; assumir-se como uma superfície adequada para a colocação e compactação do sub-balastro (Fortunato, 2005).

Esta camada não é envolvida, em geral, em operações de manutenção devido à sua localização em profundidade na via. Depois da sua implantação, dificilmente algo poderá ser feito para alterar as suas características (Dahlberg, 2006).

1.4.2 Transições

Uma transição numa via ferroviária corresponde à passagem da via sobre aterro convencional para uma via construída sobre uma estrutura – como pontes, túneis ou passagens hidráulicas – vulgarmente designadas por obras-de-arte. Esta transição implica uma variação brusca de rigidez resultante da diferença entre a deformabilidade do solo de aterro e a deformabilidade significativamente mais baixa de uma estrutura.

Por apresentarem uma forte variação de rigidez num curto espaço, são regiões problemáticas onde decorrem frequentemente operações de manutenção da via (Varandas et al., 2011). Estima-se que na linha espanhola de alta-velocidade Madrid-Sevilla os trabalhos de manutenção em zonas de transição sejam 3 a 6 vezes mais regulares que em zonas normais (Paixão et al., 2013). Nos Países Baixos, onde o solo é predominantemente flexível, a frequência destas operações é cerca de 4 a 8 vezes mais regular que em zonas normais (Varandas et al., 2011).

A forte variação de rigidez da via em zonas de transição provoca a variação nas forças de interação entre a roda e a via. Esta variação de forças origina a degradação da estrutura da via por assentamentos elásticos diferenciais sob o eixo dos carris, causando danos de componentes ou esmagamento do balastro. Outro aspeto de degradação é o desnivelamento dos carris, levando a severos defeitos geométricos e a travessas suspensas esquematizadas na Figura 1.6 (Paixão et al., 2013). Além dos danos físicos para a via que podem comprometer a segurança, uma transição pode resultar em desconforto para os passageiros dependendo das acelerações verticais e horizontais que se fazem sentir dentro do comboio (Coelho, 2008).

Para um conhecimento mais aprofundado sobre esta problemática, remete-se o leitor para outros estudos exaustivos publicados (Alves Ribeiro, 2012; Dahlberg, 2010; Fortunato et al., 2013; Paixão, 2014; Vale, 2010; Varandas et al., 2013).

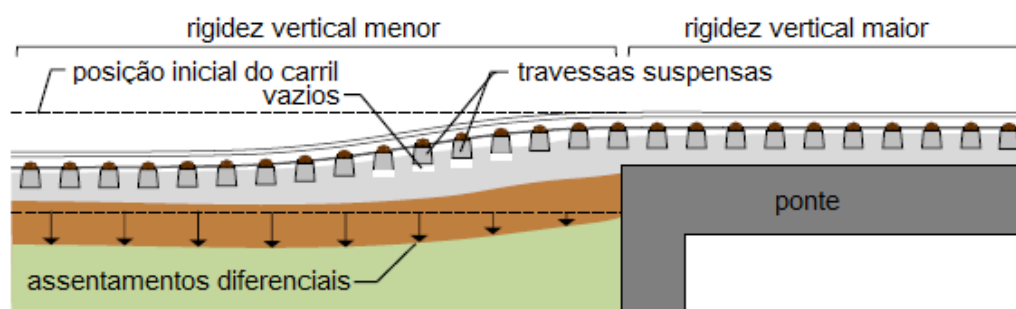


Figura 1.6 – Aspetos de degradação em zonas de transição. Adaptado de (Fortunato et al., 2013).

Para suavizar a variação de rigidez, uma solução passa pela construção de blocos técnicos em forma de cunha na fundação, executados com materiais que aumentem gradualmente a rigidez da via na aproximação à obra-de-arte, como esquematizado na Figura 1.7. Dependendo do tipo de obra-de-arte em que termina a transição e das normas em vigor em cada país, a configuração e composição da transição toma diferentes valores em termos de inclinação, altura, comprimento e material constituinte das cunhas (UIC, 2008).

Na generalidade das soluções executadas na Europa, uma transição formada por blocos técnicos é composta por duas cunhas de solo seguidas do aterro comum. A primeira cunha, com maior rigidez, é executada junto à obra-de-arte com camadas bem compactadas de um agregado britado de granulometria extensa tratado com cimento (CBGM²); a segunda cunha é executada entre o aterro e a cunha de CBGM e é composta por camadas de um agregado britado de granulometria extensa não tratado (UGM³) (Coelho, 2008; Paixão et al., 2013).

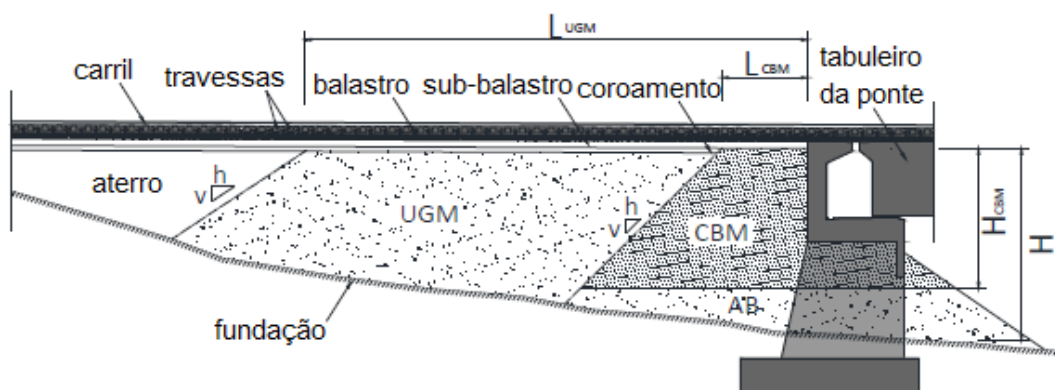


Figura 1.7 – Estrutura-tipo de uma zona de transição de entrada em ponte ferroviária. Adaptado de Fortunato et al (2013).

Outras soluções propostas para zonas de transição são (Seara & Correia, 2008):

- Uso de colunas ou estacas como reforço de fundação – o uso de estacas de comprimento variável ao longo da transição permite aumentar gradualmente a capacidade de carga e a rigidez da via;
- Uso de lajes de transição entre a camada de balastro e sub-balastro – executada a laje com uma inclinação de 1/200, promove o aumento gradual da rigidez desde o aterro até à ponte;
- Alteração da geometria das travessas – o gradual aumento do comprimento das travessas ou o aumento da sua secção transversal é uma medida realizada em conjunto

² CBGM – do termo inglês *Cement bound granular material*.

³ UGM – do termo inglês *Unbound granular material*.

com a laje de transição. O desempenho sem a presença da laje de transição não é tão eficaz.

2

Modelação numérica de vias ferroviárias

Um modelo numérico é uma representação computacional de uma estrutura, permitindo o estudo e compreensão dos efeitos provocados por ações diversas utilizando métodos matemáticos numéricos de representação discreta do tempo e do espaço. Dentro da temática desta dissertação, utiliza-se um modelo numérico para estudar o comportamento de vias ferroviárias à passagem de veículos (comboios). Estes modelos permitem, geralmente, calcular respostas em termos de deslocamentos, forças verticais e/ou tensões na estrutura. No entanto, a obtenção de resultados válidos na resposta dinâmica requer a correta execução e parametrização de um modelo numérico.

Neste capítulo são abordados alguns aspetos a ter em conta na modelação. São também apresentados, de forma geral, alguns exemplos de modelos numéricos utilizados no estudo de transições, assim como, uma descrição profunda do modelo bidimensional em estudo nesta dissertação e do modelo tridimensional (Pegasus (Varandas, 2013)) que é utilizado como comparativo.

Os fundamentos teóricos apresentados ao longo do capítulo servem como base justificativa para as opções tomadas no decorrer do problema prático desta dissertação.

2.1 Aspetos gerais

2.1.1 Modelação de componentes da via

Carril

É frequente a modelação do carril com elementos de viga adotando-se uma de duas teorias de viga: viga de Timoshenko (VT) ou viga de Euler-Bernoulli (VEB). Em ambas são consideradas as características de flexão, rigidez e massa do carril, encontrando-se a principal diferença na presença

da consideração da deformação por corte na teoria de Timoshenko. Isto é, uma secção normal ao eixo de uma VT não mantém necessariamente essa característica após deformação.

Embora a teoria de Timoshenko garanta melhores resultados, as diferenças são negligenciáveis para frequências abaixo dos 500 Hz. Para frequências acima de 500 Hz, a teoria de Timoshenko é fundamental para a consideração de corrugação⁴ no carril (Alves Ribeiro, 2012; Azevedo, 2003; Kouroussis et al., 2014).

Palmilhas do carril

As palmilhas são usualmente modeladas com um sistema mola-amortecedor, denominado modelo de Kelvin-Voigt⁵. Na mola considera-se uma rigidez linear e no amortecedor é considerado um amortecimento proporcional à velocidade da palmilha. Contudo, a correta quantificação das propriedades é de difícil análise.

Aparentemente os ensaios *in-situ* são modos aproximadamente exatos para tais medições. No entanto, numa investigação de Knothe et al. (2003) acerca do comportamento das palmilhas, conclui que os ensaios *in-situ* podem ser altamente irreais devido a não-linearidades como a possível existência de travessas suspensas na via. Portanto, ensaios laboratoriais são os mais indicados para este caso.

Knothe et al. (2003) demonstra, também, através de resultados laboratoriais que a rigidez das palmilhas é dependente dos seguintes fatores: frequência da carga aplicada, temperatura, pré-carga e amplitude da variação da carga aplicada. Mais especificamente, a rigidez das palmilhas aumenta com o aumento da frequência, com o crescimento da pré-carga e com o decréscimo da amplitude da carga aplicada (Kaewunruen & Remennikov, 2008).

Um modo de modelação mais complexo consiste na aplicação do modelo de Poynting-Thomson (de Man, 2002) que permite considerar a dependência da rigidez com a frequência da carga aplicada.

Balastro, sub-balastro e fundação

Por se tratar de uma camada composta por inúmeras partículas não-ligadas e de geometria irregular, é muito difícil a sua modelação. O método de Dinâmica Molecular com elementos discretos é uma ferramenta poderosa na modelação deste material, pois ao contrário do método dos elementos finitos, permite a modelação de cada uma das partículas do balastro, representadas por polígonos inscritos dentro de elipses. No entanto, devido ao tempo gasto nas operações durante cada intervalo de integração são necessários elevados requisitos computacionais (Kruse & Popp, 2003).

Num estudo levado a cabo por Kruse & Popp (2003) foi simulado, através do método de Dinâmica Molecular, o comportamento do carregamento de uma travessa sobre uma porção de

⁴ Fenómeno observado na cabeça dos carris que provoca ruído sonoro e vibrações que afetam carris e travessas.

⁵ O modelo de Kelvin-Voigt consiste num sistema de atuação em paralelo de uma mola elástica e um amortecedor viscoso. A deformação após uma solicitação é igual em ambos os elementos.

balastro. O resultado, na Figura 2.1, mostra as forças de contacto travessa-partículas e entre partículas. As linhas mais espessas significam maiores valores de força de contacto mostrando que a distribuição de forças a partir da travessa para o balastro toma uma forma trapezoidal.

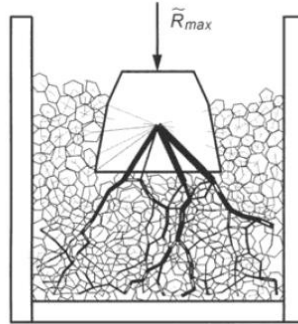


Figura 2.1 – Forças de contacto em ensaio de comportamento dinâmico do balastro (Kruse & Popp, 2003).

Contudo, uma análise dinâmica ao comportamento de uma via balastrada requer um modelo mais simples. Correntemente, a vibração das camadas de balastro, sub-balastro e fundação é modelada em modelos lineares como um sistema de mola-amortecedor sob uma travessa. Ou noutros estudos, através de um sistema mais complexo de massa-mola-amortecedor, que obriga a uma parametrização mais refinada dos elementos.

Em modelos com elementos em estado plano de tensão ou elementos sólidos, os materiais granulares são caracterizados pelas suas propriedades mecânicas – amortecimento, densidade, módulos de elasticidade e coeficiente de Poisson.

No estudo de Sun & Dhanasekar (2002), os autores propõem uma formulação para o cálculo dos parâmetros das camadas de balastro, sub-balastro e fundação num modelo com elementos lineares e com ligações longitudinais. O estudo é baseado na proposta de Ahlbeck (1975) que identifica que a distribuição das cargas das travessas para o balastro coincide com uma distribuição em forma de cone, tal como representado na Figura 2.2 e apoiado pelos cálculos resultantes do método de Dinâmica Molecular. A inclinação do cone, que se trata do ângulo de distribuição das tensões da camada corresponde ao coeficiente de Poisson.

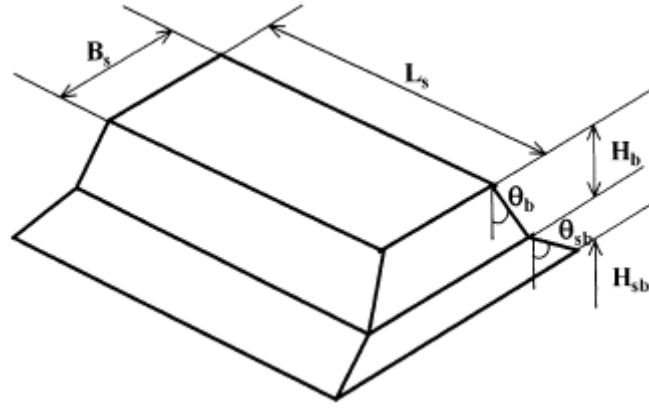


Figura 2.2 – Modelo de cálculo de rigidez de balastro e sub-balastro (Sun & Dhanasekar, 2002).

A partir deste modelo, a massa vibrante de balastro (M_b) abaixo de uma travessa pode ser calculada pela expressão:

$$M_b = \rho_b \left[L_s B_s + H_b \tan \theta_b (L_s + B_s) + \frac{4}{3} H_b^2 \tan^2 \theta_b \right] \quad (2.1)$$

em que ρ_b é a densidade do balastro, H_b é a altura de balastro, L_s é o comprimento efetivo de suporte de meia travessa, B_s é a largura da travessa, e θ_b é o ângulo de distribuição das tensões da camada de balastro.

A rigidez desta massa de balastro (K_b) é calculada por:

$$K_b = \frac{2 \tan \theta_b (L_s - B_s) E_b}{\ln \left[\frac{L_s (2 \tan \theta_b H_b + B_s)}{B_s (2 \tan \theta_b H_b + L_s)} \right]} \quad (2.2)$$

em que E_b é o módulo de elasticidade do balastro e os restantes parâmetros foram descritos anteriormente.

Do mesmo modo, a massa vibrante de sub-balastro (M_{sb}) é calculada por:

$$M_{sb} = \rho_{sb} \left[(L_s + 2 \tan \theta_b)(B_s + 2 \tan \theta_b) + H_{sb} \tan \theta_{sb} (L_s + B_s + 4 \tan \theta_b) + \frac{4}{3} H_{sb}^2 \tan^2 \theta_{sb} \right] \quad (2.3)$$

em que ρ_{sb} é a densidade do sub-balastro, H_{sb} é a altura de sub-balastro, e θ_{sb} é o ângulo de distribuição das tensões da camada de sub-balastro.

A rigidez da massa de sub-balastro (K_{sb}) é calculada por:

$$K_{sb} = \frac{2 \tan \theta_{sb} (L_s - B_s) E_{sb}}{\ln \left[\frac{(2 \tan \theta_b H_b + L_s)(2 \tan \theta_{sb} H_{sb} + 2 \tan \theta_b H_b + B_s)}{(2 \tan \theta_b H_b + B_s)(2 \tan \theta_{sb} H_{sb} + 2 \tan \theta_b H_b + L_s)} \right]} \quad (2.4)$$

A rigidez da fundação (K_f) é determinada por:

$$K_f = E_f (2 \tan \theta_{sb} H_{sb} + 2 \tan \theta_b H_b + L_s) (2 \tan \theta_{sb} H_{sb} + 2 \tan \theta_b H_b + B_s) \quad (2.5)$$

em que E_f é o módulo de elasticidade do material da fundação, em N/m³ (Sun & Dhanasekar, 2002).

2.1.2 Contacto roda-carril

De acordo com de Pater (Bosso et al., 2013) a modelação do contacto roda-carril deve abranger quatro problemas:

- Localização dos pontos de contacto e os seus parâmetros de geometria no contacto roda-carril;
- Cálculo das forças atuantes entre roda e carril, determinação da forma e dimensão das áreas de contacto e tensões correspondentes;
- Determinação das condições do movimento entre roda e carril;
- Cálculo das forças tangenciais geradas pelo atrito na área de contacto;

Para cada problema aconselha-se a resolução através de diferentes métodos, no entanto, não são independentes. É possível com um único método uma boa abordagem de vários problemas. Nos objetivos são comuns, o estudo da corrugação dos carris, os defeitos causados em rodas e carris, ou mais raramente, o descarrilamento.

Em estudos focados na resposta da via/fundação, a teoria de Hertz (1887) é uma opção eficiente e comumente utilizada na consideração da interação roda-carril. A teoria explicita que é criada uma área de contacto elíptica devido à deformação elástica da roda e do carril aquando do contacto entre estes dois elementos sob uma força aplicada. Esta teoria toma as seguintes considerações: o comportamento elástico do material; a consideração dos elementos como meios semi-infinitos; a ausência de atrito entre os elementos. A força normal na área de contacto determina as dimensões da elipse, enquanto as principais curvaturas da roda e do perfil do carril determinam a relação entre os eixos da elipse (Esveld, 2001).

A partir desta hipótese, na modelação dinâmica é considerada uma mola de Hertz em que a rigidez é dada pela expressão:

$$k_H = \sqrt[3]{\frac{3E^2 Q \sqrt{R_{roda} R_{carril}}}{2(1 - \nu^2)^2}} \quad (2.6)$$

em que E é o módulo de elasticidade do aço, ν é o coeficiente de Poisson do aço, Q é a carga vertical da roda, R_{roda} é o raio da roda, e R_{carril} é o raio da cabeça do carril.

2.1.3 Rigidez vertical da via

A rigidez vertical global da via (k) é um parâmetro que identifica a capacidade resistente à deformação vertical da via. Numa análise estática, esse parâmetro é definido pela relação entre uma carga pontual, Q , aplicada sobre a superfície do carril e a deflexão máxima causada, $y_{m\acute{a}x}$, no ponto de aplicação da carga (ver Figura 2.3):

$$k = \frac{Q}{y_{m\acute{a}x}} \quad (2.7)$$

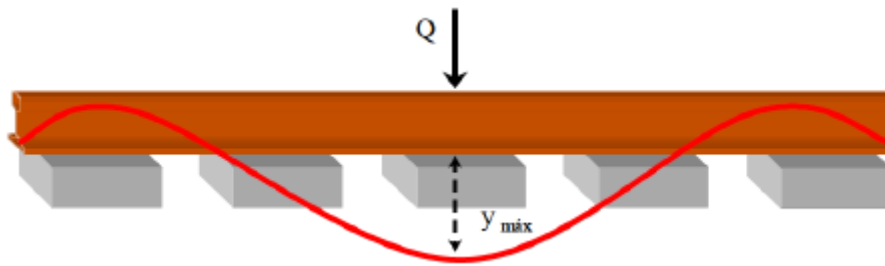


Figura 2.3 – Rigidez vertical da via (Teixeira, 2003).

Note-se que este parâmetro é o mais fácil de quantificar, sendo necessário apenas a medição da deflexão máxima causada pela aplicação de uma carga num ponto de aplicação (Teixeira, 2003).

Quantificação teórica da rigidez vertical do apoio do carril

O apoio do carril é composto por várias camadas que são usualmente as camadas de balastro, sub-balastro, coroamento e solo de fundação. A rigidez vertical equivalente destes elementos pode ser assumida como um sistema de associação de molas em série calculado pela expressão:

$$k_{eq} = \frac{1}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_3} + \dots + \frac{1}{k_n}} \quad (2.8)$$

em que k_1, k_2, k_3, k_n são a rigidez das camadas que o compõem. Este método tem o defeito de não considerar a influência da espessura nem a ordem das camadas.

A rigidez equivalente do conjunto pode ser deduzida a partir da expressão (2.9) que é relacionada com o módulo de elasticidade equivalente e a deformação resultante. Esta expressão é baseada num ensaio de placa de carga (Teixeira, 2003).

$$k_{eq} = \frac{E_{eq} \pi a}{1.5} \quad (2.9)$$

em que E_{eq} é o módulo de elasticidade equivalente do conjunto balastro-plataforma, a é o raio equivalente da área circular abaixo da carga.

Fórmulas aproximadas de estimativa do módulo de elasticidade equivalente

Para um sistema de duas camadas, Palmer e Barber (1940) desenvolveram uma metodologia para obter a rigidez equivalente. São variáveis desta equação, a espessura da camada superior e os módulos de elasticidade das duas camadas. A rigidez do conjunto é dada pela seguinte expressão (Teixeira, 2003):

$$\frac{E_2}{E_{eq}} = \frac{E_2}{E_1} + \frac{\left(1 - \frac{E_2}{E_1}\right)}{\left[1 + \frac{h^2}{a^2} \left(\frac{E_1}{E_2}\right)^{\frac{2}{3}}\right]^{\frac{1}{2}}} \quad (2.10)$$

em que E_{eq} é o módulo de elasticidade equivalente, E_1 é o módulo de elasticidade da camada superior, E_2 é o módulo de elasticidade da camada inferior, h é a espessura da camada superior e a é o raio equivalente da área circular abaixo da carga.

Para um sistema de três camadas, Thenn e Borrows (1966) promovem o uso da fórmula anterior substituindo as duas camadas superiores por uma camada equivalente de espessura $h_1 + h_2$, resultando o módulo de elasticidade equivalente na seguinte expressão (Teixeira, 2003):

$$E_{eq} = \left(\frac{h_1^3 \sqrt[3]{E_1} + h_2^3 \sqrt[3]{E_2}}{h_1 + h_2} \right)^3 \quad (2.11)$$

em que E_{eq} é o módulo de elasticidade equivalente das duas camadas superiores, h_1 é a espessura da camada superior, h_2 é a espessura da camada intermédia, E_1 é o módulo de elasticidade da camada superior e E_2 é o módulo de elasticidade da camada intermédia.

2.1.4 Aspetos dinâmicos da via

Tal como em todas as estruturas, também a via-férrea responde diferentemente consoante a frequência da excitação aplicada.

Segundo de Man (2002) a resposta da estrutura está dividida em três grupos de frequências:

- Baixas-frequências (0 – 40 Hz): relacionadas com as propriedades dos elementos da subestrutura (fundação);
- Médias-frequências (40 – 400 Hz): relacionadas com os elementos da superestrutura;
- Altas-frequências (400 – 1500 Hz): relacionadas com os carris.

Dentro deste espectro alargado de frequências existem frequências a que estão associadas respostas da via particularmente amplificadas, aqui designadas de frequências de ressonância do sistema.

A mais baixa frequência de ressonância, denominada por vibração global da via, acontece usualmente numa gama entre os 40 e 140 Hz e é caracterizada pela vibração de carris e travessas sobre as várias camadas. Os carris e travessas fornecem a massa e o balastro e restantes camadas a rigidez. Acontece, por vezes, em vias fundadas em solos flexíveis uma ressonância idêntica situada entre os 20 e os 40 Hz que se caracteriza pela vibração de carris, travessas, balastro e grande parte da subestrutura sobre a camada de fundação (Alves Ribeiro, 2012; Dahlberg, 2006; de Man, 2002). O modo de vibração associado a estas frequências está esquematizado na Figura 2.4.

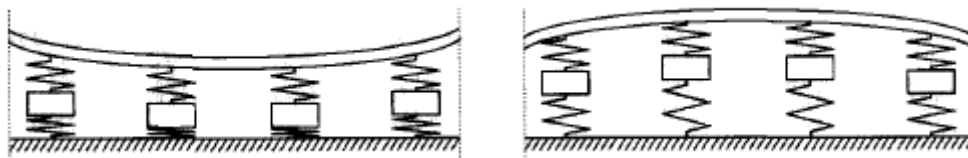


Figura 2.4 – Modo de vibração global da via (de Man, 2002).

Na gama dos 200-600 Hz pode ser encontrada a ressonância correspondente à vibração dos carris sobre as palmilhas. As palmilhas funcionam como uma mola entre carris e travessas, enquanto os carris fornecem a massa vibrante. A ressonância é independente das propriedades da travessa e do seu apoio (Dahlberg, 2006). O modo de deformação está esquematizado na Figura 2.5.

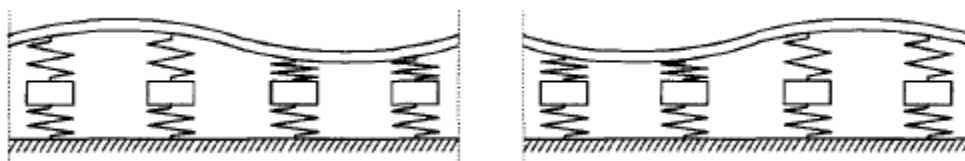


Figura 2.5 – Modo de vibração dos carris sobre as palmilhas (de Man, 2002).

Entre estes dois picos ocorre, geralmente, a frequência de anti-ressonância entre os 100 Hz e os 450 Hz. É o resultado da vibração das travessas independentemente do carril (Alves Ribeiro, 2012; de Man, 2002). O modo de vibração está esquematizado na Figura 2.6. São representados o carril, a rigidez das palmilhas, as travessas e a rigidez do balastro e fundação.

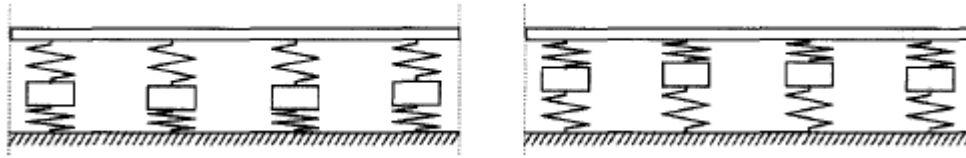


Figura 2.6 – Modo de vibração de anti-ressonância das travessas (de Man, 2002).

Em frequências mais elevadas – a aproximadamente 1000 Hz – ocorrem as ressonâncias chamadas de *pin-pin*. São obtidas quando apenas o carril vibra sobre as travessas e são excitadas pelo impacto sobre um ponto entre travessas. O pico de ressonância estreito mostra que esta frequência de ressonância é relativamente pouco amortecida. Isso deve-se às propriedades materiais do carril e à pouca energia que é transmitida à envolvente (Dahlberg, 2006). O modo de vibração *pin-pin* está esquematizada na Figura 2.7.

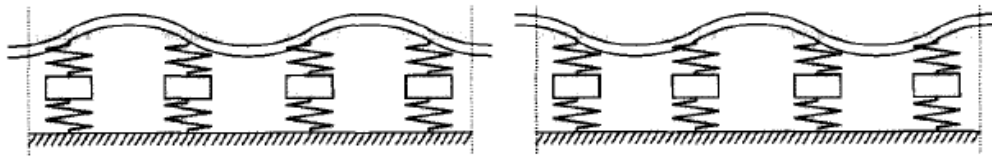


Figura 2.7 – Modo de vibração pin-pin (de Man, 2002).

Para uma análise dinâmica da via, a excitação pode ser executada de dois modos: uma do tipo harmónica e outra do tipo impulsiva.

A excitação harmónica consiste na aplicação de uma força sinusoidal sobre a estrutura numa faixa de frequência. Numa análise *in-situ* é aplicável com o uso de um gerador de sinais e um excitador (Alves Costa, 2011).

A excitação impulsiva, técnica mais usual, consiste na aplicação de uma força impulsiva que pode ser executada *in-situ* com um martelo de impacto. A cabeça do martelo está munida de transdutores de força e a via com acelerómetros e outros sensores dinâmicos. A gama de frequências retiradas está relacionada com o tipo de martelo utilizado (Alves Ribeiro, 2012).

Receptância

A receptância, ou flexibilidade dinâmica (inverso de rigidez dinâmica), é a razão entre o deslocamento e a solicitação imposta no sistema expressa no domínio da frequência. Denomina-se de receptância direta quando se relaciona o deslocamento e a solicitação aplicada no mesmo ponto.

É uma função de resposta do sistema no domínio da frequência calculada com recurso a transformadas de Fourier (como por exemplo o método FFT⁶) ou Laplace. Outras funções de resposta no domínio da frequência podem ser calculadas, como a mobilidade que relaciona a velocidade com

⁶ FFT - do termo inglês *Fast Fourier Transform* (Transformada rápida de Fourier).

a solicitação, e a inertância que relaciona a aceleração com a solicitação (Alves Ribeiro, 2012; Dahlberg, 2006).

A receptância é uma função de transferência complexa (com uma parte real e outra imaginária), representando-se normalmente por amplitude e fase. A função de receptância é expressa por:

$$H(\omega) = \frac{U(\omega)}{F(\omega)} \quad (2.12)$$

em que H é a receptância, U é a transformada do deslocamento vertical e F é a transformada da solicitação aplicada ao sistema.

Na Figura 2.8 está esquematizado o processo utilizado no cálculo de funções de receptância.

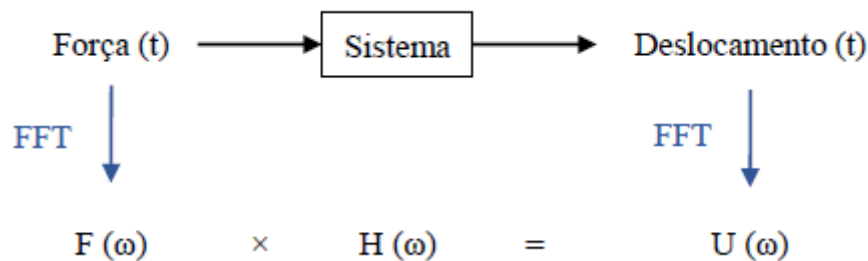


Figura 2.8 – Esquema do cálculo de receptância e da transformação de funções para o domínio da frequência.

A análise das funções de receptância é um modo eficaz usado por diversos autores para ajustar e calibrar os parâmetros da via num modelo numérico, assim como, uma forma de estudar as propriedades dinâmicas da via. Na Figura 2.9 apresentam-se funções de receptância típicas de uma via balastrada, com impacto aplicado no carril: sobre um apoio (travessas) a linha cinzenta e no vão (entre travessas) a linha vermelha. É possível detetar as principais frequências ressonantes da via através dos picos salientes: vibração global da via perto dos 100 Hz, anti-ressonância das travessas nos 200 Hz, vibração dos carris sobre as palmilhas um pouco acima dos 400 Hz e a frequência *pin-pin* acima dos 1000 Hz. Outras frequências de ressonância poderão ser excitadas noutras vias com diferente constituição.

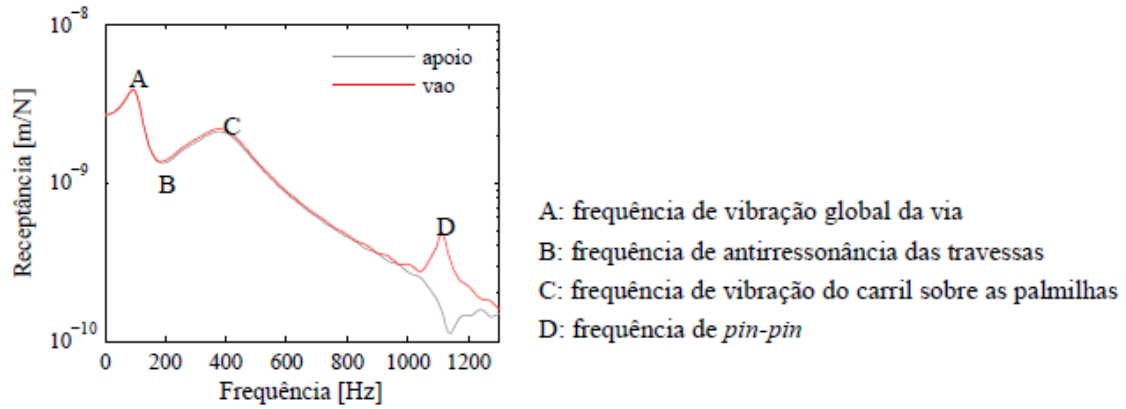


Figura 2.9 – Curva de receptância com as frequências de ressonância geralmente captadas numa via-férrea (Alves Ribeiro, 2012).

Num estudo revelado por Knothe & Wu (1998) para investigar a influência da constituição do solo nas curvas de receptância, os autores propuseram um modelo com fundação em meio semi-indefinido e estudaram três cenários diferentes: dois meios estratificados e um meio homogêneo. Os resultados apresentados na Figura 2.10 comprovaram que as receptâncias abaixo dos 200 Hz são devidas essencialmente às propriedades e à correta consideração do solo de fundação.

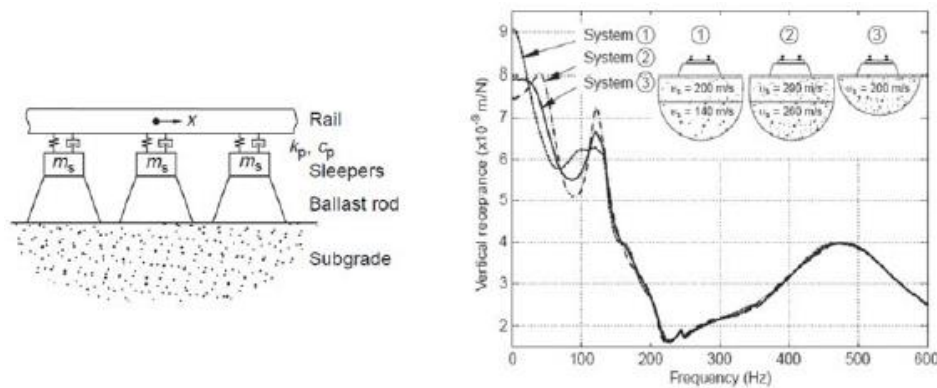


Figura 2.10 – Modelo com fundação em meio semi-indefinido (à esquerda) e curvas de receptância (à direita) (K. Knothe & Wu, 1998).

Cálculo analítico das frequências de ressonância

Segundo de Man (2002) é possível estimar as frequências de ressonância associadas a cada modo de vibração de uma via-férrea através de expressões analíticas. Este cálculo é útil para identificar a que se deve cada um dos picos de ressonância numa função de receptância.

A frequência de ressonância da vibração global da via (f_g) é estimada por:

$$f_g = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_{eq}}{m}} \quad (2.13)$$

em que k_{eq} é a rigidez equivalente do balastro, e m é a massa do carril, palmilha, travessa e balastro.

A frequência de ressonância associada à vibração do carril sobre as palmilhas (f_r) é estimada por:

$$f_r = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_{eq}}{m}} \quad (2.14)$$

em que k_{eq} é a rigidez da palmilha e m é a massa do carril.

A frequência *pin-pin* (f_{pp}), associada à vibração dos carris é estimada por:

$$f_{pp} = n^2 \frac{1}{2a^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (2.15)$$

em que n é o modo de vibração *pin-pin*, a é a distância entre travessas, EI é a rigidez de flexão do carril e m é a massa do carril.

Propagação de ondas de vibração

A passagem de um veículo ou um impacto no carril induz vibrações que se propagam pela estrutura e pelo solo em forma de ondas volumétricas e ondas de superfície. Cada um destes tipos de onda propaga-se de forma distinta de acordo com as suas características e as do meio.

Das ondas volumétricas fazem parte as ondas de compressão (conhecidas como ondas P) e as ondas de corte (conhecidas como ondas S). Nas ondas P (Figura 2.11 (b)), as partículas movem-se segundo a direção de propagação da onda elástica e a sua velocidade v_p , que depende das propriedades dos materiais, é calculada por (Kramer, 1996):

$$v_p = \sqrt{\frac{M}{\rho}} \quad (2.16)$$

em que M é o módulo edométrico e ρ é a densidade do meio. O módulo edométrico (M) é expresso por:

$$M = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (2.17)$$

em que E é o módulo de elasticidade do meio e ν é o coeficiente de Poisson.

Nas ondas de corte, conhecidas como ondas S (Figura 2.11 (c)), o movimento das partículas é transversal à direção de propagação da onda. A velocidade das ondas S, v_s , pode ser calculada por:

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2.18)$$

em que G é o módulo de corte do meio.

Tendo em conta a relação entre módulo edométrico e módulo de corte, a relação entre as velocidades das ondas P e ondas S é deduzida pela expressão:

$$\frac{v_p}{v_s} = \sqrt{2 \frac{1 - \nu}{1 - 2\nu}} \quad (2.19)$$

As ondas de superfície, nas quais estão englobadas as ondas Rayleigh (Figura 2.11 (d)) e as ondas Love, são originadas pela interação entre ondas volumétricas e pelas condições de tensões nulas ao longo da superfície livre (Manso, 2011). As ondas Love não são abordadas neste trabalho.

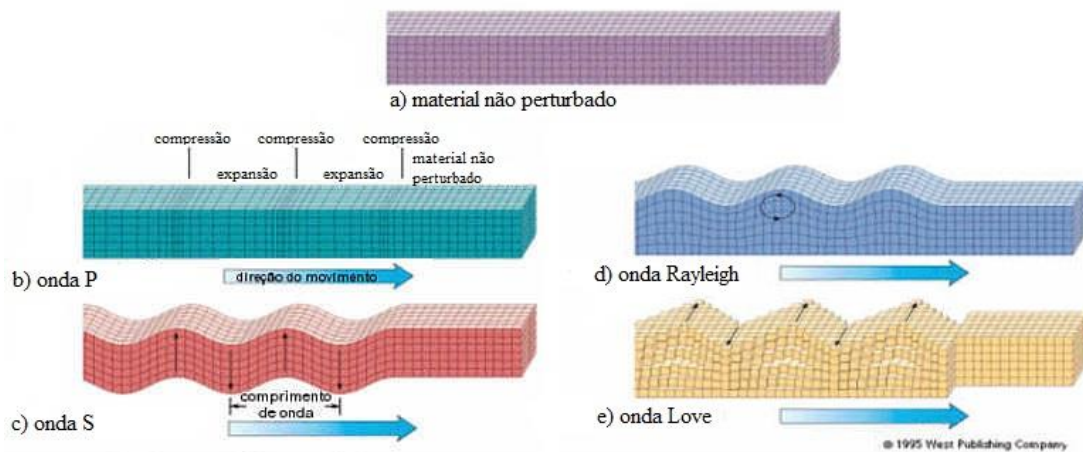


Figura 2.11 – Modo de propagação das ondas sísmicas.

As ondas Rayleigh são as mais lentas das três atrás mencionadas e a sua velocidade teórica é ligeiramente inferior à velocidade das ondas S (por ordem de velocidades: $v_p > v_s > v_R$). Do ponto de vista energético, a repartição de energia devido a uma solicitação no meio tem predominância nas ondas Rayleigh com uma participação usual de 67%, e de 26% e 7% para as ondas S e ondas P respetivamente (Kouroussis et al., 2014).

Tal como na restante estrutura da via, o interior do solo pode ter uma frequência de ressonância vertical em que os fatores de amplificação são elevados. É conhecida como a frequência fundamental e é dada por:

$$f_n = \frac{v_p}{4H} \quad (2.20)$$

em que v_p é a velocidade das ondas P no meio com profundidade H . Este modo de vibração pressupõe a existência de um firme (rochoso) subjacente ao estrato de solo.

À superfície, outro tipo de ressonância ocorre quando a velocidade do comboio alcança a velocidade das ondas Rayleigh. A este fenómeno dá-se o nome de velocidade crítica e tem analogia com a engenharia aeronáutica quando um avião atinge a velocidade do som. Da relação entre as duas velocidades surge a medida adimensional de velocidade dada por:

$$\alpha = \frac{v_0}{v_{cr}} \quad (2.21)$$

em que α é o número de Mach, v_0 é a velocidade do comboio e v_{cr} é a velocidade crítica da via, que pode ser aproximadamente considerada igual à velocidade de propagação de ondas de Rayleigh. Este aspeto teve especial repercussão numa via-férrea em Ledsgaard, Suécia (25 km a sul de Gotemburgo), em que se verificaram vibrações excessivas na via e no meio adjacente. O solo era constituído por um material muito flexível e as velocidades de circulação eram na ordem dos 200 km/h (Holm et al., 2002).

Na Figura 2.12 (a) e Figura 2.12 (b) são esquematizadas as ondas geradas por um comboio com uma velocidade subcrítica e supercrítica, respetivamente. O comboio desloca-se de A para C no plano horizontal a uma velocidade constante. No instante em que se encontra na posição C, as frentes de onda geradas encontram-se representadas a azul. No primeiro caso, as ondas acumulam-se em frente ao comboio. No segundo caso, o comboio ultrapassa a velocidade das ondas de Rayleigh, posicionando-se sempre à frente destas. A superfície gerada pela propagação das ondas sucessivas tem uma forma cónica, chamada de cone de Mach. Quanto maior a velocidade do comboio menor será o ângulo de abertura do cone de Mach.

Se o comboio viajar à velocidade crítica, a sua posição é sobreposta com todas as ondas geradas ao longo do movimento. É este facto que cria a amplificação dos movimentos do meio.

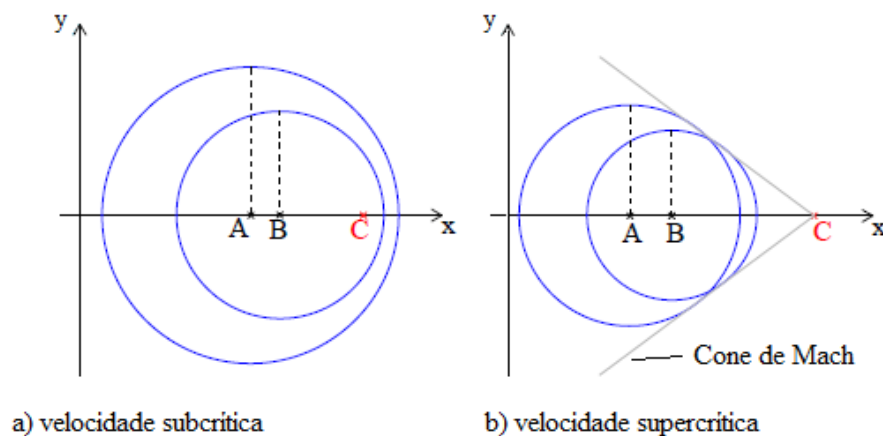


Figura 2.12 – Ondas geradas pela passagem de um comboio.

Amortecimento

Acontece que as ondas não se propagam infinitamente pois perdem amplitude/energia ao longo da sua distância de propagação. Esta atenuação acontece devido a fatores de amortecimento, nomeadamente, amortecimento por radiação e amortecimento material.

O amortecimento por radiação é explicado pela própria geometria de propagação das ondas. A propagação esférica resulta no espalhamento da energia por uma área maior, e assim à medida que aumenta a distância à fonte de propagação a energia em cada ponto da frente de onda vai-se reduzindo. Este caso é facilmente compreendido quando uma pedra cai sobre um lago formando uma onda que se propaga circularmente na superfície e que se desvanece gradualmente. Este efeito é mais efetivo nas ondas volumétricas do que nas ondas de Rayleigh.

O amortecimento material, por outro lado, deve-se a razões microscópicas e de interação friccional entre partículas, que transformam a energia mecânica em energia térmica sob a forma de calor. No solo de uma via-férrea a quantidade de energia dissipada por amortecimento material é geralmente muito menor em relação ao amortecimento por radiação.

2.2 Modelos numéricos

O desenvolvimento de modelos numéricos surgiu da necessidade em ultrapassar as limitações dos modelos empíricos e analíticos que apenas são eficientes para situações simples e comuns. Para a resolução de um modelo, diferentes métodos podem ser adotados consoante o caso a estudar. Os mais utilizados são: o Método dos Elementos Finitos (FEM ou MEF); o Método de Elementos de Fronteira (BEM) e o Método de Elementos Discretos (DEM).

Nesta dissertação é apenas focado o Método dos Elementos Finitos pela sua maior utilização em modelos numéricos de vias-férreas, no qual se inclui o modelo bidimensional em estudo. Recentemente vários modelos numéricos têm sido desenvolvidos com base no MEF para o estudo dinâmico de vias ferroviárias, inclusive em zonas de transição. Para isso, muito contribuiu a eficiência deste método com os avanços computacionais.

De acordo com Fortunato et al. (2013) a complexidade de um modelo numérico de via-férrea é medida pela inclusão e/ou desenvolvimento das seguintes características:

- Extensão e dimensão do meio representado;
- Grau de discretização do meio;
- Aspectos dinâmicos do problema e o método para os resolver;
- Representação da interação veículo-via;
- Consideração das diferentes condições de suporte em zonas de transição e respetiva rigidez;
- Defeitos no perfil longitudinal dos carris ou assentamentos diferenciais;

- Interação travessa-balastro permitindo o desenvolvimento de travessas suspensas;
- Simulação do comportamento resiliente e de deformação permanente dos geomateriais nas camadas de suporte da via;

Modelos com elementos lineares

Neste tipo de modelos o carril é modelado com elementos de barra apoiados em apoios viscoelásticos (modelo de Kelvin-Voigt) discretos formados por um ou mais sistemas mola-amortecedor ou sistemas massa-mola-amortecedor que permitem modelar os diversos constituintes da via. Quanto mais níveis de sistemas, maior o grau de complexidade e a quantidade de informação sobre o modelo. As travessas são normalmente consideradas como corpos rígidos com massa.

Na Figura 2.13 apresenta-se um dos modelos mais simples, com representação de carris, palmilhas, travessas e apoio das travessas. Este modelo permite captar três frequências de ressonância correspondentes à vibração global da via, à vibração dos carris sobre as palmilhas e ao fenómeno de vibração *pin-pin* (Dahlberg, 2006). A quantidade de frequências ressonantes captadas por um modelo linear está relacionada com o número de graus de liberdade verticais do próprio modelo.

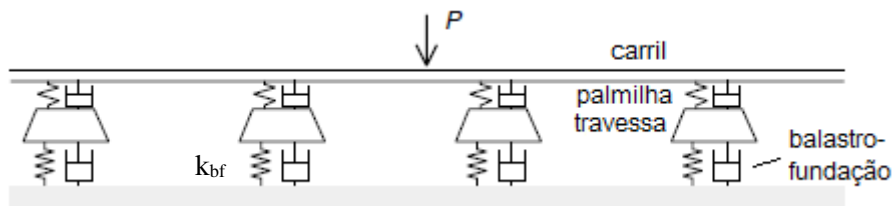


Figura 2.13 – Modelo numérico com dois níveis de elementos. Adaptado de Dahlberg (2006).

A mola do apoio da travessa, k_{bf} , representa a rigidez equivalente da camada de balastro e de fundação. Pode ser descrita, teoricamente, como a associação em série das molas desses dois elementos, e calculada por:

$$k_{bf} = \frac{1}{\frac{1}{k_b} + \frac{1}{k_f}} \quad (2.22)$$

em que k_b é a rigidez do balastro e k_f é a rigidez da fundação.

Outros autores optam por modelar balastro e fundação separadamente o que permite captar as frequências de ressonância em baixas-frequências (20 a 40 Hz) (Dahlberg, 2006). A introdução de níveis modelando cada um dos constituintes requer a quantificação dos parâmetros individuais e a introdução de massas vibrantes entre eles. Neste caso, a massa vibrante incluída define um volume fictício de balastro.

No sentido de promover uma maior simulação da realidade, alguns autores (Kouroussis et al., 2011; Oscarsson, 2002; Sun & Dhanasekar, 2002; Zhai & Cai, 1997) utilizam um modelo com

interligação entre as massas de balastro, o que implica que a deformação de uma travessa influencia o deslocamento das travessas adjacentes (Dahlberg, 2006). Na Figura 2.14 está representado um exemplo destes modelos com interligação entre blocos de balastro. O modelo de Sun & Dhanasekar (2002) é bastante evoluído e conta com a discretização de muitos elementos da via no qual se inclui a interligação entre blocos de balastro e de sub-balastro.

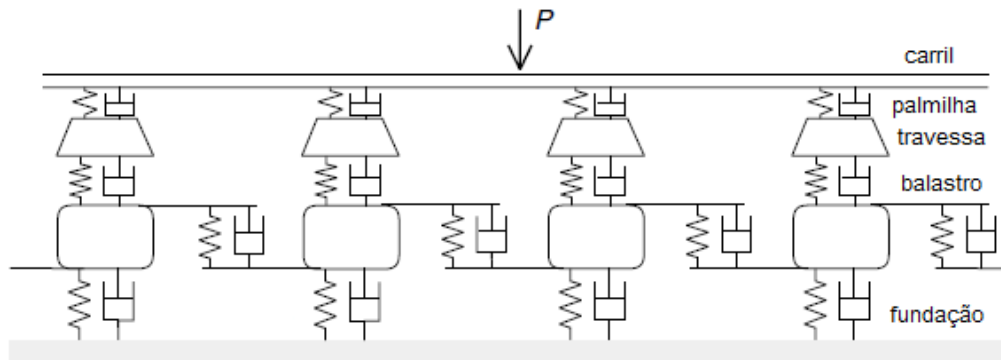


Figura 2.14 – Modelo numérico com interligação entre massas de balastro. Adaptado de Dahlberg (2006).

Modelos com elementos sólidos

Os modelos construídos com elementos finitos tridimensionais são mais realísticos, com a contrapartida de requererem maior capacidade computacional e maior tempo de cálculo. Os carris e travessas são usualmente modelados com elementos de viga (ou também por elementos sólidos tridimensionais) sobre o leito da via modelado por elementos finitos tridimensionais (Dahlberg, 2006).

Na Figura 2.15 está representado o modelo utilizado por Lundqvist & Dahlberg (2005) num estudo sobre a influência de travessas suspensas nas forças de interação veículo-via. Todos os constituintes da via foram modelados com elementos sólidos tridimensionais e foram aplicadas condições de fronteira não refletoras nos limites do solo.

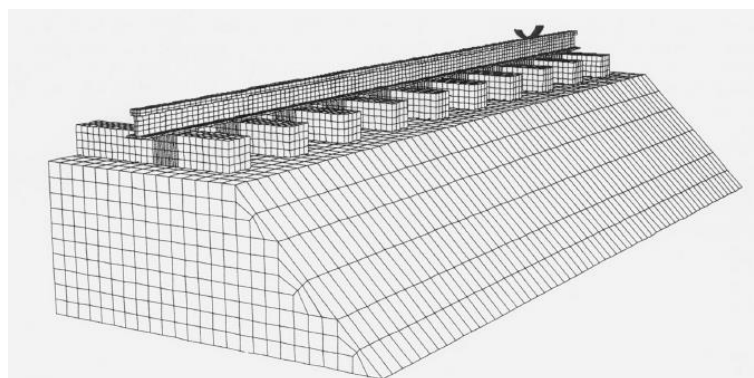


Figura 2.15 – Modelo tridimensional de elementos sólidos (Lundqvist & Dahlberg, 2005).

Estes modelos permitem uma grande aproximação da propagação de ondas a partir da via para o solo, no entanto, apresenta como desvantagem a modelação do solo como um meio finito, ao contrário da realidade, em que o solo é um meio semi-infinito. Esta abordagem resultará na provável e errada reflexão nas fronteiras do modelo de ondas provenientes das ações dinâmicas, ao invés de se propagarem continuamente pelo solo.

A extensão do número de elementos finitos é uma possibilidade para a adequada propagação de ondas, no entanto, aumenta imenso o tempo de cálculo e os requisitos computacionais. Para replicar corretamente o solo no MEF é necessário assim aplicar condições de fronteira não refletoras suficientemente longe da fonte de excitação do sistema.

As condições de fronteira usualmente utilizadas em análises de elementos finitos podem ser divididas em três grupos (Kramer, 1996):

- Fronteiras elementares – consiste na introdução de restrições de deslocamentos e/ou de reações. Como exemplo: a camada inferior do solo encontra-se habitualmente sobre um estrato assumido rígido, pelo que, se restringem todos os deslocamentos; Nas fronteiras laterais para simular o meio lateral infinito são restringidos apenas os deslocamentos horizontais. No entanto, estas fronteiras têm características de reflexão, pelo que podem refletir erradamente as ondas e produzir o chamado “efeito caixa”;
- Fronteiras locais – para evitar o “efeito caixa” e simular o meio semi-infinito são introduzidos amortecedores viscosos nas fronteiras. O coeficiente de amortecimento necessário para absorver toda a energia depende do ângulo de incidência das ondas. Portanto, como as ondas atingem as fronteiras com diferentes ângulos de incidência, será sempre refletida alguma energia.
- Fronteiras consistentes – são as mais eficientes pois podem absorver todos os tipos de ondas, com qualquer ângulo de incidência e frequência. Podem ser representadas por matrizes de rigidez dependentes da frequência.

2.3 Modelo numérico bidimensional - UTrack

O modelo bidimensional *UTrack* foi desenvolvido totalmente em *Matlab*. Consiste num programa de cálculo do comportamento dinâmico de uma via que requer um baixo tempo de cálculo e baixos requisitos computacionais. Tem como aspetos diferenciadores dos outros modelos: a possibilidade de existência de travessas suspensas; a variação de rigidez do apoio das travessas longitudinalmente; o comportamento não-linear do contacto travessa-balastro (Varandas et al., 2011).

É um modelo discreto de elementos lineares representados na vertical e com ligação longitudinal entre os blocos de balastro-solo. É apenas representado um carril, pois assume-se simetria ao longo

do eixo longitudinal da via. As diferenças de rigidez do apoio dos dois carris não são tidas em conta. O modelo está representado na Figura 2.16.

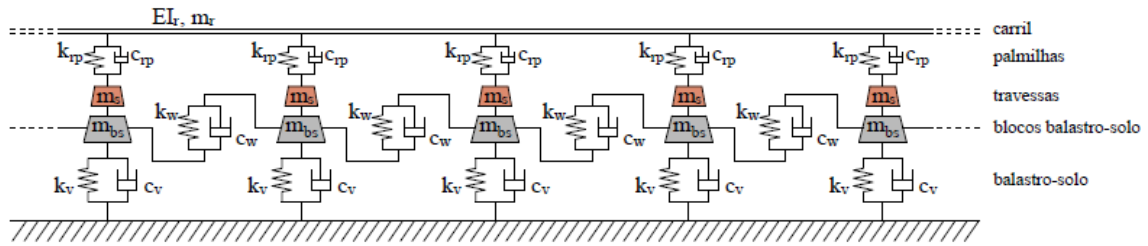


Figura 2.16 – Modelo numérico bidimensional UTrack.

O carril é modelado por vários elementos de barra entre cada travessa, o que permite a transmissão de forças do veículo para as travessas através dos nós comuns. As barras são baseadas na teoria de viga de Euler-Bernoulli considerando-se a rigidez de flexão e a massa das propriedades reais de um carril. A presença de articulações ou juntas é desprezada. As condições de fronteira no início e final do carril são livres, isto é, os nós do carril nesses pontos não sofrem qualquer reação.

As palmilhas são modeladas com um sistema mola-amortecedor. A mola tem rigidez k_{rp} e o amortecedor tem amortecimento c_{rp} . A massa da palmilha é considerada desprezável pelo seu valor diminuto em relação à massa das travessas, no entanto, considera-se uma massa m_{rp} .

Por simplicidade, a travessa é modelada como um elemento de massa concentrada e sem propriedades rotacionais. A sua rigidez é desprezada e não contribui para a rigidez global da via. De acordo com a restante estrutura, apenas metade de uma travessa é considerada. A geometria da travessa é assim desprezada para o cálculo.

O cálculo é dividido em duas fases: estado inicial da via e ação da carga móvel, descritas nas Subsecções seguintes.

2.3.1 Estado inicial da via

Nesta primeira fase, a via composta por carril, palmilhas e travessas é libertada sobre o balastro atuando o peso-próprio proveniente das travessas. A deformação decorrente é calculada seguindo um processo iterativo (descrito adiante) até se atingir uma situação de equilíbrio tendo em conta o nivelamento inicial prescrito e a rigidez do apoio da via.

O comportamento da rigidez dos apoios da via pode ser não-linear, como exibido na Figura 2.17. Eventualmente, pode ser admitido um comportamento bilinear. A travessa começa por se deslocar verticalmente até atingir a posição de contacto (u_c) com o balastro. Neste trajeto a rigidez da mola é nula. Depois de atingido o contacto, o balastro é carregado pela travessa até ser atingida a posição de equilíbrio (u_{eq}).

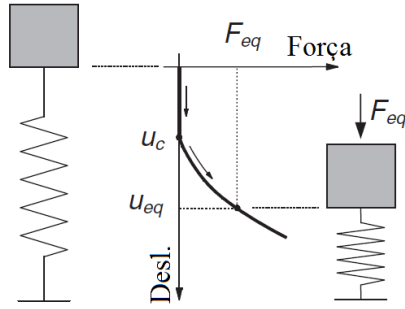


Figura 2.17 – Comportamento não-linear da mola do apoio das travessas. Adaptado de Varandas et al. (2011).

Processo iterativo

- i) O sistema carril-travessa é colocado numa posição horizontal $u_{t,i} = 0$. A posição inicial do contacto de cada mola com as travessas ($u_{c1,i}$) é definida inicialmente por:

$$u_{c1,i} = u_{level,i}$$

em que $u_{level,i}$ é a posição da travessa i conhecida. Por ação gravítica, as travessas deslocam-se verticalmente e a posição de equilíbrio do sistema carril-travessa com o apoio é alcançada. A posição de equilíbrio é denominada por $u_{eq,i}$.

- ii) A posição de contacto é reposicionada, após o equilíbrio alcançado, e determinada por:

$$u_{c2,i} = \begin{cases} u_{c1,i} - (u_{eq1,i} - u_{c1,i}), & u_{eq1,i} > u_{level,i} \\ u_{c1,i}, & u_{eq1,i} \leq u_{level,i} \end{cases} \quad (2.23)$$

em que $u_{c2,i}$ é a nova posição de contacto entre a travessa i e o balastro. O sistema carril-travessa é novamente posicionado na posição horizontal e a nova posição de equilíbrio, $u_{eq2,i}$, é encontrada.

- iii) Com a nova posição de equilíbrio alcançada e o desnível da via, como em zonas de transição, algumas travessas encontram-se sem contacto com o balastro. Para recolocar estas travessas novamente em contacto mas sem forças transmitidas, as posições de contacto são repostas de acordo com $u_{c2,i} = u_{eq2,i}$.
- iv) Existindo distâncias de suspensão, estas são introduzidas nas travessas correspondentes reposicionando a posição de contacto destas travessas com:

$$u_{c3,i} = u_{c2,i} + h_i \quad (2.24)$$

em que $u_{c3,i}$ é a nova posição de contacto da travessa i , $u_{c2,i}$ é a posição de contacto anterior e h_i é a distância de suspensão. A introdução das distâncias de suspensão apenas no grupo de travessas mencionadas no passo iii) não altera a posição de equilíbrio do sistema carril-

travessa. Caso contrário, um novo cálculo será realizado para obter a distribuição de forças finais em equilíbrio com o peso próprio da via.

Finalizado o processo iterativo, é encontrada a posição de equilíbrio do sistema carril-travessa e são conhecidas as forças que o suportam. Esta distribuição de forças corresponde a uma pré-carga sobre o balastro.

2.3.2 Ação da carga móvel. Equações de movimento e integração no tempo

Pela segunda lei de Newton e pelo princípio de Alembert, são estabelecidas as equações de movimento na forma vetorial para o veículo e via por:

$$\begin{cases} f_{v,e} + f_{v,d} + f_{v,i} = f_{v,g} + f_a \\ f_{t,e} + f_{t,d} + f_{t,i} = f_{t,g} - f_a \end{cases} \quad (2.25)$$

em que as forças de resistência devido a deformação, f_e , amortecimento, f_d e inércia, f_i estão em equilíbrio com as forças aplicadas: força gravítica, f_g e força de interação roda-carril, f_a . Os índices v e t referem-se a vetores relacionados com o veículo e via, respetivamente.

O comportamento do veículo é assumido como linear e pode ser escrito na forma matricial por:

$$\mathbf{K}_v \mathbf{u}_v + \mathbf{C}_v \mathbf{v}_v + \mathbf{M}_v \mathbf{a}_v = f_{v,g} + f_a \quad (2.26)$$

em que \mathbf{K}_v , \mathbf{C}_v e \mathbf{M}_v são as matrizes de rigidez, amortecimento e massa do veículo e \mathbf{u}_v , \mathbf{v}_v , \mathbf{a}_v são, respetivamente, os vetores generalizados de deslocamento, velocidade e aceleração.

A equação que permite calcular a resposta da via a uma carga móvel é dada por:

$$\mathbf{K}_t \mathbf{u}_t + \mathbf{C}_t \mathbf{v}_t + \mathbf{M}_t \mathbf{a}_t = -f_{t,sp} - f_{t,d} + f_{t,g} - f_a \quad (2.27)$$

em que \mathbf{K}_t , \mathbf{C}_t e \mathbf{M}_t são, respetivamente, as matrizes de rigidez, amortecimento e massa da viga que representa o carril; $f_{t,sp}$ e $f_{t,rd}$ são os vectores de força da rigidez e amortecimento do sistema balastro-solo.

Todas as matrizes são obtidas pelo método tradicional de assemblagem de elementos finitos (Azevedo, 2003). A matriz de amortecimento \mathbf{C}_t representa o amortecimento material da via que engloba o amortecimento interno do carril, travessas e palmilhas. É formulada pela teoria de amortecimento de Rayleigh que de acordo com Clough & Penzien (1975) se obtém pela combinação linear das matrizes de massa \mathbf{M} e rigidez \mathbf{K} , definindo-se pela equação:

$$\mathbf{C}_t = a_0 \mathbf{M}_t + a_1 (\mathbf{K}_t + \mathbf{K}_{sp}) \quad (2.28)$$

em que K_{sp} é a rigidez do apoio das travessas, onde apenas é tido em conta o termo linear k_1 (descrito adiante). Os parâmetros a_0 e a_1 são constantes de proporcionalidade que relacionam o amortecimento com a massa e rigidez, respetivamente. Ao mesmo tempo, as constantes de proporcionalidade relacionam-se com o coeficiente de amortecimento ξ selecionado para duas frequências radiais ω_1 e ω_2 por:

$$\begin{bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{bmatrix} = \frac{2\xi}{\omega_1 + \omega_2} \begin{bmatrix} \omega_1 & \omega_2 \\ 1 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.29)$$

Numa estrutura, a relação entre o coeficiente de amortecimento e as suas frequências de vibração seguem a função de combinação representada na Figura 2.18.

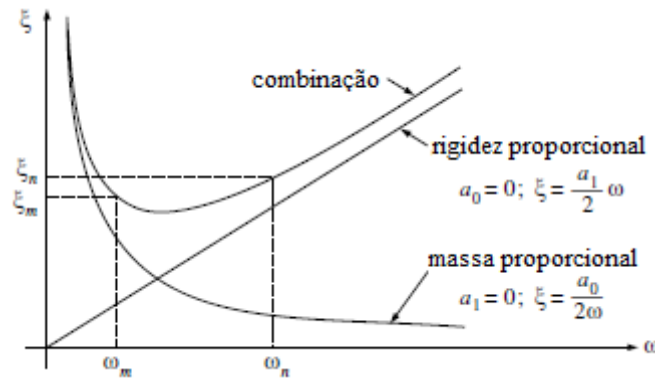


Figura 2.18 – Relação entre o coeficiente de amortecimento e a frequência. Adaptado de Clough & Penzien (1975).

Contacto roda-carril

O contacto entre roda e carril é modelado matematicamente pela teoria não-linear de *contacto hertziano* vista anteriormente. De acordo com Esveld (2001), este modelo permite o cálculo das forças verticais de contacto $f_{a,j}$ entre a roda j e o carril. A expressão matemática é dada por:

$$f_{a,j} = k_H \cdot \delta_j^{1,5} + c_H \cdot \dot{\delta}_j \quad (2.30)$$

em que k_H é o coeficiente de rigidez Hertziano, δ é a indentação na roda j , c_H é o coeficiente de amortecimento e $\dot{\delta}$ é a velocidade de indentação na roda j . A indentação δ é calculada por:

$$\delta_j = (z_{v,j} + u_{v,j}) - (z_r(x_j) + u_r(x_j)) \quad (2.31)$$

em que $z_{v,j}$ é a posição vertical inicial do ponto de contacto da roda j , $u_{v,j}$ é o deslocamento vertical da roda j em relação ao ponto de contacto, $z_r(x_j)$ é a posição vertical inicial do carril não-carregado na posição da roda j , e $u_r(x_j)$ é o deslocamento vertical do carril na posição da roda j .

O valor da rigidez do coeficiente de rigidez Hertziano derivada da teoria de Hertz é resultado de uma expressão complexa dependente das propriedades geométricas e elásticas dos elementos. No modelo, adotam-se os parâmetros aconselhados por Esveld (2001) que estão descritos na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Parâmetros do contacto roda-carril.

Parâmetro	Notação	Valor	Unidade
Rigidez de contacto	k_H	104×10^6	$\text{kN/m}^{1.5}$
Amortecimento	c_H	10	kN.s/m

Apoio da Travessa

O apoio das travessas é simulado por um sistema discreto mola-amortecedor. O modo de atuação é diferente consoante o estado da travessa. Quando a travessa ao ser carregada está assente no apoio ($u_{t,i} \geq u_{c,i}$) a mola está ativa e há uma força de reação entre os elementos. Se a travessa é carregada e não existe contacto com o apoio ($u_{t,i} < u_{c,i}$), um vazio existe entre os dois elementos. Neste caso, a mola não está ativa e a travessa está suspensa. A atuação da mola é assim definida pela seguinte expressão:

$$F_{t,sp,i}(u_t) = \begin{cases} k_{1,i}(u_{t,i} - u_{c,i}), & u_{t,i} \geq u_{c,i} \\ 0, & u_{t,i} < u_{c,i} \end{cases} \quad (2.32)$$

em que $F_{t,sp}$ é a reacção da mola, u_t é o deslocamento da travessa, u_c é a distância de suspensão da travessa, k_1 é um parâmetros de rigidez de contacto (compressão).

O amortecimento corresponde à dissipação de energia das travessas para o solo. Tal como para a rigidez, o amortecimento do apoio da travessa também apresenta comportamento diferente caso exista um vazio entre travessa e balastro. Quando a travessa está em contacto com o balastro ($u_{t,i} \geq u_{c,i}$), o amortecimento dá-se por radiação e fricção. Quando o contacto não existe ($u_{t,i} < u_{c,i}$), o amortecimento dá-se somente por fricção. Assim, o comportamento do amortecedor é definido pela expressão:

$$F_{t,d,i}(v, u) = \begin{cases} (C_{fr,i} + C_{rd,i}) v_{t,i}, & u_{t,i} \geq u_{c,i} \\ C_{fr,i} v_{t,i}, & u_{t,i} < u_{c,i} \end{cases} \quad (2.33)$$

em que $F_{t,d}$ é a reação do amortecedor, C_{rd} é o amortecimento viscoelástico por radiação, C_{fr} é o amortecimento por fricção entre travessa e balastro, e v_t é a velocidade vertical da travessa.

Método de Integração

Para a resolução das equações de movimento (2.26) e (2.27) o programa adota o método explícito de integração apresentado por Zhai (1996).

O problema de valor inicial consiste em encontrar a função $u = u(t)$ que satisfaz as equações de movimento e as condições iniciais em $t = 0$:

$$u_v = u_v(0); v_v = v_v(0); u_t = u_t(0); v_t = v_t(0). \quad (2.34)$$

O método segue os passos de resolução apresentados em seguida:

- i) Cálculo dos deslocamentos e velocidades das equações de movimento através do conhecimento dos valores dos dois passos de tempo precedentes com:

$$u_{v,n+1} = u_{v,n} + v_{v,n} \Delta t + \left(\frac{1}{2} + \psi\right) a_{v,n} \Delta t^2 - \psi a_{v,n-1} \Delta t^2 \quad (2.35)$$

$$v_{v,n+1} = v_{v,n} + (1 + \varphi) a_{v,n} \Delta t - \varphi a_{v,n-1} \Delta t \quad (2.36)$$

$$u_{t,n+1} = u_{t,n} + v_{t,n} \Delta t + \left(\frac{1}{2} + \psi\right) a_{t,n} \Delta t^2 - \psi a_{t,n-1} \Delta t^2 \quad (2.37)$$

$$v_{t,n+1} = v_{t,n} + (1 + \varphi) a_{t,n} \Delta t - \varphi a_{t,n-1} \Delta t \quad (2.38)$$

em que Δt é o passo de tempo, e ψ e φ são parâmetros do método de integração que tomam o valor de $\frac{1}{2}$.

- ii) Cálculo dos vetores de força, incluindo a força de interação roda-carril pelas resoluções das Equações (2.30) e (2.31), e as forças de reação do apoio das travessas pela resolução das Equações (2.32) e (2.33).
- iii) Cálculo dos vetores de aceleração nas equações de movimento utilizando os valores obtidos nos passos i) e ii). O cálculo toma a seguinte forma:

$$a_{v,n+1} = \mathbf{M}_v^{-1}(f_{v,g} + f_{a,n+1} - \mathbf{K}_v u_{v,n+1} - \mathbf{C}_v v_{v,n+1}) \quad (2.39)$$

$$a_{t,n+1} = \mathbf{M}_t^{-1}(-f_{t,sp,n+1} - f_{t,d,n+1} + f_{t,g} - f_{a,n+1} - \mathbf{K}_t u_{t,n+1} - \mathbf{C}_t v_{t,n+1}) \quad (2.40)$$

Nota para o primeiro passo de integração em que os parâmetros ψ e φ são nulos e as acelerações são determinadas por:

$$a_{v,0} = \mathbf{M}_v^{-1}(f_{v,g} - \mathbf{K}_v u_{v,0} - \mathbf{C}_v v_{v,0}) \quad (2.41)$$

$$a_{t,0} = \mathbf{M}_t^{-1}(-f_{t,sp,0} - f_{t,d,0} + f_{t,g} - \mathbf{K}_t u_{t,0} - \mathbf{C}_t v_{t,0}) \quad (2.42)$$

2.3.3 Procedimento de cálculo

Depois de determinado o estado inicial da via, descrito na Secção 2.3.1, e antes do cálculo da passagem do comboio sobre a via, descrito na Secção 2.3.2, é realizada a operação de estabilização do comboio sobre a via.

O comboio é colocado sobre uma secção anterior à via em estudo, atuando apenas o seu peso-próprio. Apenas depois das vibrações decorrentes desta operação desaparecerem, o comboio inicia o movimento a uma velocidade constante, atravessando a via em estudo e terminando numa secção final do modelo. As secções inicial e final devem ter um comprimento igual ou maior que o comprimento do comboio. Encontra-se a esquematização deste procedimento na Figura 2.19.

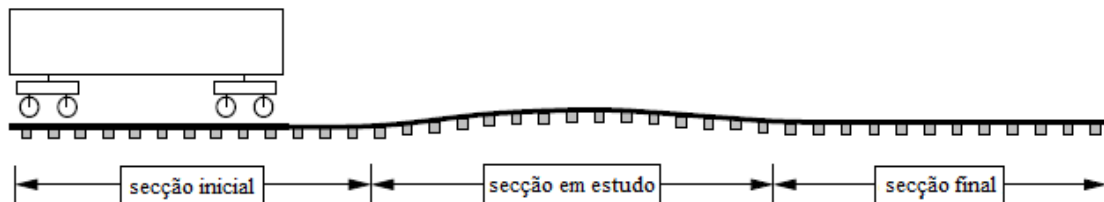


Figura 2.19 – Vista longitudinal do esquema do movimento do comboio no modelo. Adaptado de Varandas (2013).

2.4 Modelo numérico tridimensional - Pegasus

É um modelo numérico tridimensional, chamado *Pegasus*, criado para o cálculo dinâmico de uma via-férrea e totalmente escrito em *Matlab*. Foi validado após extensivas medições numa transição sobre solos flexíveis em Gouda, Países Baixos (Varandas, 2013).

Apresenta como principais vantagens: a consideração do comportamento não-linear dos materiais granulares das camadas de balastro e sub-balastro; a consideração do contacto não-linear entre travessas e balastro; permitir o surgimento de travessas suspensas (Varandas, 2013).

O modelo é composto por dois sistemas distintos que interagem através de forças de interação: a via e as camadas de balastro e solo. O esquema da interação entre os sistemas de via e balastro-solo é apresentado na Figura 2.20.

Do sistema da via fazem parte os carris, as palmilhas do carril e as travessas. Os carris e as travessas são modelados por elementos de viga pela teoria de viga de Euler-Bernoulli. Os nós de ligação têm 5 graus de liberdade, 3 de translação e 2 de rotação. A ligação entre carris e travessas é feita por elementos 3D massa-mola-amortecedor que simulam as palmilhas. O sistema balastro-solo é composto por elementos sólidos hexaédricos com 8 nós.

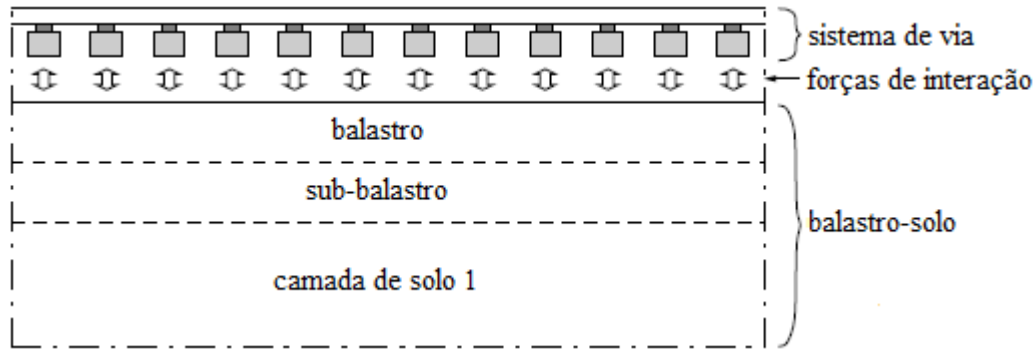


Figura 2.20 – Vista lateral do sistema de via e sistema balastro-solo. Adaptado de Varandas (2013).

2.4.1 Equações de movimento

As equações de movimento que regem os sistemas da via e do balastro-solo são expressas por:

$$\begin{cases} \mathbf{K}_t \mathbf{u}_t + \mathbf{C}_t \mathbf{v}_t + \mathbf{M}_t \mathbf{a}_t = \mathbf{f}_{g,t} + \mathbf{f}_v + \mathbf{f}_a \\ \mathbf{K}_s \mathbf{u}_s + \mathbf{C}_s \mathbf{v}_s + \mathbf{M}_s \mathbf{a}_s = \mathbf{f}_{g,s} - \mathbf{f}_a \end{cases} \quad (2.43)$$

em que \mathbf{K} , \mathbf{C} e \mathbf{M} são as matrizes de rigidez, amortecimento material e massa, respetivamente; \mathbf{u} , \mathbf{v} e \mathbf{a} são os vetores de deslocamento, velocidade e aceleração, respetivamente; \mathbf{f}_g é o vetor da força do peso próprio, \mathbf{f}_v é o vetor da força das rodas do comboio sobre o carril e \mathbf{f}_a é o vetor das forças de interação entre travessa e balastro. Os índices t e s referem-se à via e ao sistema balastro-solo, respetivamente.

Todas as matrizes são obtidas pelo tradicional método de assemblagem (Azevedo, 2003). As matrizes \mathbf{C}_t e \mathbf{C}_s representam o amortecimento material dos sistemas da via e do balastro-solo, respetivamente. Estas matrizes são determinadas pela teoria de amortecimento de Rayleigh, como visto no modelo bidimensional UTrack.

A resolução das equações de movimento em ordem ao tempo são executadas pelo método de integração explícito de Zhai (1996), idêntico ao utilizado no UTrack. Para a convergência da solução, o passo de tempo de integração deve ser menor ou igual que o valor crítico ($\Delta t \leq \Delta t_{crit}$). O valor crítico é estimado por:

$$\Delta t_{crit} = \min \left(\frac{L_{e,i}}{v_i} \right) \quad (2.44)$$

em que $L_{e,i}$ é o menor comprimento característico do elemento i , e v_i é a velocidade das ondas de compressão no elemento. O comprimento característico corresponde nos elementos de viga ao comprimento do elemento, e nos elementos sólidos hexaédricos corresponde ao comprimento mínimo das suas faces. Para os elementos de viga e elementos sólidos as velocidades c são determinadas pelas Equações (2.18) e (2.16), respetivamente.

2.4.2 Modelos constitutivos do sistema balastro-solo

O modelo *Pegasus* permite duas abordagens para representar o comportamento resiliente dos materiais granulares do sistema balastro-solo: a lei de Hooke linear elástica e o modelo $K - \theta$ não-linear elástico.

Apesar de mais simples, o modelo linear permite uma boa aproximação da resposta em termos de deslocamentos e de forças de interação travessa-balastro. É adotado esse modelo constitutivo nas modelações apresentadas nos próximos capítulos. Deste modo, o modelo $K - \theta$ não é abordado neste trabalho. Salienta-se que num estudo dinâmico do mesmo autor em que se comparou o comportamento de ambos os modelos, a consideração do modelo não-linear levou cerca de 4 vezes mais tempo de cálculo do que o modelo linear.

A relação tensão-deformação da lei de Hooke linear elástica é escrita na forma matricial como:

$$\sigma = \mathbf{D} \varepsilon \quad (2.45)$$

em que σ é o vetor do tensor da tensão, \mathbf{D} é a matriz da rigidez constitutiva e ε é o vetor do tensor da deformação. A matriz da rigidez constitutiva é escrita em função do módulo de elasticidade E e do coeficiente de Poisson ν , como:

$$\mathbf{D} = \frac{E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \begin{bmatrix} 1 - \nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1 - \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1 - \nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1 - 2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1 - 2\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1 - 2\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (2.46)$$

2.4.3 Interação travessa-balastro

A Figura 2.21 esquematiza a transmissão de forças entre os dois sistemas do modelo. Tal como representado, apenas são consideradas forças de interação verticais entre travessa e balastro. Desprezam-se, portanto, as forças horizontais.

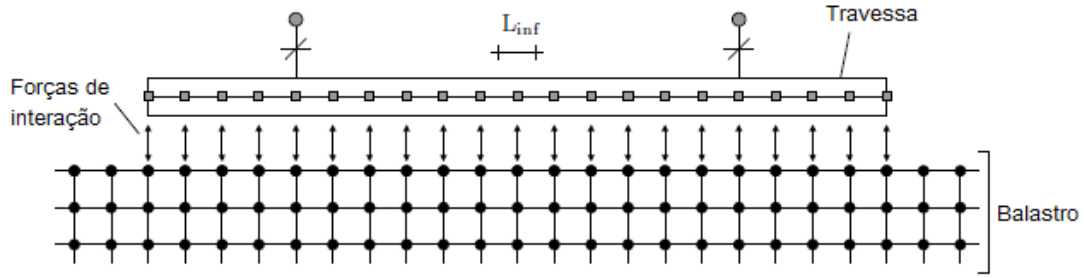


Figura 2.21 – Vista transversal da interação entre travessa e balastro (Varandas, 2013).

O cálculo das forças de interação travessa-balastro é realizado para cada passo de tempo por:

$$F_{a,i} = \begin{cases} -k_{c,i} (u_{t,i} - u_{s,i} + h_i) - c_{c,i} (v_{t,i} - v_{s,i}), & \text{se } -u_{s,i} + h_i < 0 \\ -c_{c,i} (v_{t,i} - v_{s,i}), & \text{se } u_{t,i} - u_{s,i} + h_i \geq 0 \end{cases} \quad (2.47)$$

em que $F_{a,i}$ é a força de interação entre os nós t, i e s, i ; $k_{c,i}$ e $c_{c,i}$ são os parâmetros de contacto e amortecimento por fricção, respetivamente; $u_{t,i}$ e $u_{s,i}$ são os correspondentes deslocamentos verticais; $v_{t,i}$ e $v_{s,i}$ são as correspondentes velocidades verticais e h_i é um eventual vazio que exista devido a travessas suspensas. Os índices t e s referem-se a parâmetros relativos aos sistemas da via e balastro-solo, respetivamente.

2.4.4 Condições de fronteira

O programa *Pegasus* permite várias formas de representação da continuidade do solo através da inclusão de condições nos nós das fronteiras. Como visto anteriormente, as fronteiras adotadas num modelo numérico tridimensional podem ser classificadas em elementares, locais ou consistentes.

Neste programa, para a fronteira inferior do solo existem as seguintes hipóteses:

- 1) Admissão de molas rígidas nas três direções;
- 2) Admissão de molas rígidas apenas na direção vertical;
- 3) Substituição de parte inferior da fundação por uma camada viscoelástica de Winkler de altura H como esquematizado na Figura 2.22.

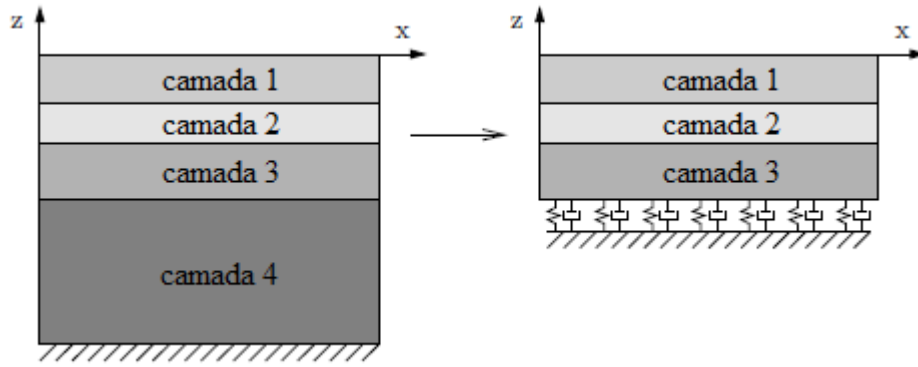


Figura 2.22 – Esquema da aplicação de camada viscoelástica na fronteira inferior do solo no modelo Pegasus. Adaptado de Varandas (2013).

As fronteiras laterais do solo são modeladas com amortecedores na direcção horizontal aos quais se junta uma das seguintes hipóteses:

- 1) Restrição de deslocamentos em todas as direcções;
- 2) Colocação de molas nas três direcções;
- 3) Colocação de molas apenas na direcção horizontal;
- 4) Restrição de deslocamentos horizontal;

As constantes de amortecimento dos amortecedores são determinadas de acordo com as velocidades das ondas de propagação no meio por:

$$c_{rd,p} = \rho v_p A \quad (2.48)$$

$$c_{rd,s} = \rho v_s A \quad (2.49)$$

em que $c_{rd,p}$ e $c_{rd,s}$ são as constantes de amortecimento para as direcções longitudinal e transversal, respetivamente, ρ é a densidade do solo, v_p e v_s são as velocidades de propagação das ondas primárias (P) e secundárias (S) no meio e A é a área de influência do nó na malha de elemento finito.

A rigidez das molas são determinadas pelas expressões:

$$k_p = \frac{M A}{H} \quad (2.50)$$

$$k_s = \frac{G A}{H} \quad (2.51)$$

em que k_p e k_s são as constantes de rigidez das molas verticais e horizontais respetivamente, M é o módulo edométrico da camada de solo removida, G é o módulo de distorção, A é a área de influência no nó da malha de elemento finito e H é a altura da camada de solo removida.

3

Caso de estudo

3.1 Caracterização

A zona de transição estudada corresponde à entrada sul do viaduto de acesso a uma ponte ferroviária localizada sobre o Rio Sado, que é parte da variante ferroviária de Alcácer do Sal. Esta variante tem uma extensão de sensivelmente 29 km e está inserida entre a saída sul da Estação de Pinheiro e o limite sul do ramal das areias da Somincor (ver Figura 3.1). Inaugurada em 2010, foi projetada para tráfego misto e permite velocidades máximas de 220 km/h para comboios de passageiros basculantes e de 200 km/h para comboios convencionais. A construção da via permitiu uma redução de 7,2 km e de cerca de 10 minutos em relação ao percurso anterior (REFER E.P., 2010).



Figura 3.1 – Localização geográfica da variante de Alcácer do Sal. Adaptado de REFER (2010).



Figura 3.2 – Vista panorâmica da ponte ferroviária sobre o Rio Sado (à esquerda) e entrada no viaduto sul de acesso (à direita). Fontes: REFER (2010) e Fortunato et al. (2013).

A via é balastrada, de bitola Ibérica (1,668 m) e inclui carris UIC60E1 apoiados em travessas monobloco de betão polivalente (SATEPOR TBMP 02). As travessas têm 2.6 m de comprimento, 0.3m de largura sob o assento dos carris e uma altura variável em comprimento, distando 0.60 m entre si. A ligação entre carris e travessas é feita pelo sistema de fixação *Vossloh W14* e palmilhas *Zw700/148/165* (rigidez estática de 50-70 kN/mm). Na Figura 3.3 são mostradas as travessas, sistema de fixação *Vossloh* e palmilhas utilizadas na transição.



Figura 3.3 – Travessas monobloco, sistema de fixação e palmilhas utilizadas na transição (REFER E.P., 2010).

Por se tratar de uma transição de aterro convencional para uma ponte, para suavizar a variação brusca de rigidez na fundação recorreu-se à técnica de construção de blocos em cunha de diferentes materiais. Assim, junto ao encontro da estrutura foi construído um bloco constituído por camadas de agregado britado de granulometria extensa tratado com cimento (CBGM). Em

seguida, foi construído um bloco mais extenso constituído por camadas de agregado britado de granulometria extensa não-tratado. Por fim, encontra-se o bloco de aterro convencional. Acima da fundação, sobre os blocos de UGM e aterro, é colocada uma camada de coroamento com 20 cm de altura. Acima desta e do bloco de CBGM é colocada a camada de sub-balastro com 30 cm de altura. A camada de balastro é disposta ao longo de toda a via com uma altura de 30 cm. A geometria da transição, incluindo medidas e inclinações dos blocos, estão esquematizadas na Figura 3.4. Cortes transversais da via sobre cada secção da transição estão representados na Figura 3.5. As secções da transição são identificadas de S1 a S4, seguido da identificação da constituição da fundação entre parêntesis.

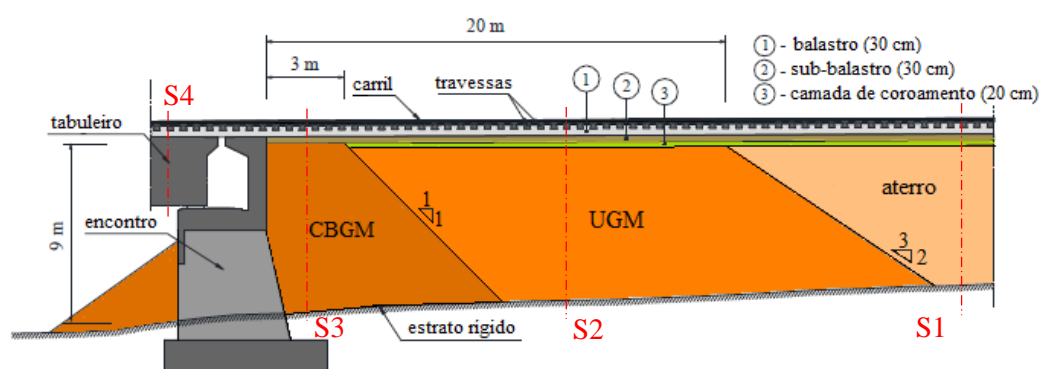


Figura 3.4 – Zona de transição para a ponte ferroviária sobre o Rio Sado. Adaptado de Paixão (2014).

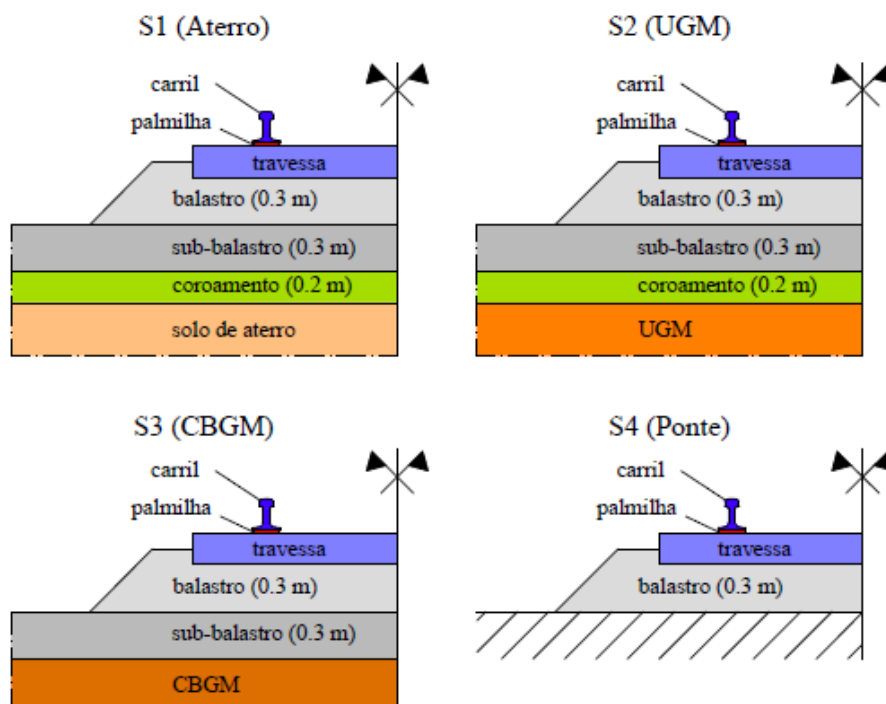


Figura 3.5 – Cortes transversais da transição.

3.2. Material circulante

A transição foi alvo de extensa monitorização que incluiu medições: em laboratório; durante a construção; em operação de serviço para a caracterização dos materiais, comportamento de elementos da via e carregamentos de veículos. As medições efetuadas estão descritas na Tabela 3.1. A descrição extensiva e detalhada dos dados resultantes pode ser consultada em Paixão et al. (2013).

Tabela 3.1 – Principais medições realizadas na transição.

Medição	Observações
Comportamento resiliente do sub-balastro, UGM e camada de coroamento	Laboratório: ensaios triaxiais de carga cíclica
Módulo de deformação (E_v) das camadas CBGM e UGM, em várias profundidades	Durante a construção: ensaios de carga em placa e portancemètre
Deslocamentos verticais dos carris a $x = 40$, 14, 8 e 2 m do encontro	Operação de serviço: unidade de laser
Carregamentos medidos na alma do carril	Operação de serviço: extensómetros
Receptância da via medida na cabeça do carril	Operação de serviço: martelo de impacto (25-400 Hz)
Comportamento a longo-prazo da via: nível longitudinal do carril	Operação de serviço: inspeção topográfica e veículo de inspeção

3.2 Material circulante

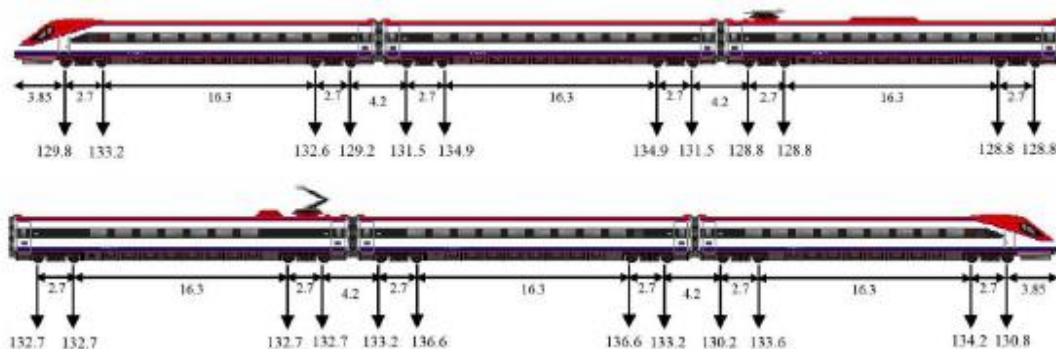
A via é passagem habitual de diversos comboios de passageiros e de mercadorias, alguns dos quais são descritos em seguida.

O *Alfa Pendular* (Figura 3.6) é o comboio mais rápido em circulação em Portugal, atingindo os 220 km/h. Efetua viagens de longo curso ligando o Algarve a Lisboa e Porto com poucas paragens intermédias. Nessas viagens atravessa a variante de Alcácer do Sal duas vezes por dia em cada sentido (Paixão, 2014). Apresenta como principal característica a possibilidade de efetuar curvas a uma velocidade mais elevada que os comboios convencionais. É composto por 6 carruagens basculantes com 4 eixos cada. Oferece uma capacidade total de 301 passageiros.

O *Intercidades* (Figura 3.7) é o segundo comboio mais rápido em circulação em Portugal, atingindo uma velocidade máxima autorizada de 200 km/h. O comboio é composto por uma locomotiva elétrica (CP5600 da Siemens) e 3 a 6 carruagens remodeladas (do tipo Corail). Existem regularmente 3 passagens diárias na variante em cada sentido (Paixão, 2014). Cada carruagem tem uma capacidade conforme a sua categoria que é de 58 lugares em carruagens de 1ª classe e de 88 lugares em carruagens de 2ª classe. O peso da locomotiva de 213.4 kN por eixo é significativamente superior às restantes composições.



a)



b)

Figura 3.6 – Comboio *Alfa Pendular*: (a) em circulação, (b) representação esquemática da configuração dos eixos (em m) e cargas por eixo (em kN). Fontes: Mourão (2015a) e Paixão (2014).



a)



b)

Figura 3.7 – Comboio *Intercidades*: (a) em circulação, (b) representação esquemática da configuração dos eixos (em m) e cargas por eixo (em kN). Fontes: Mourão (2015b) e Paixão (2014).

3.2. Material circulante

As mercadorias transportadas nesta variante são sobretudo provenientes ou destinadas ao porto de águas profundas de Sines. Cruzam a via diariamente cerca de 15 a 20 comboios a uma velocidade de 80 a 100 km/h. Na Figura 3.8 está representado o comboio de mercadorias mais longo e mais pesado, proveniente do porto de Sines e transportando carvão com destino à central elétrica do Pego (Paixão, 2014).

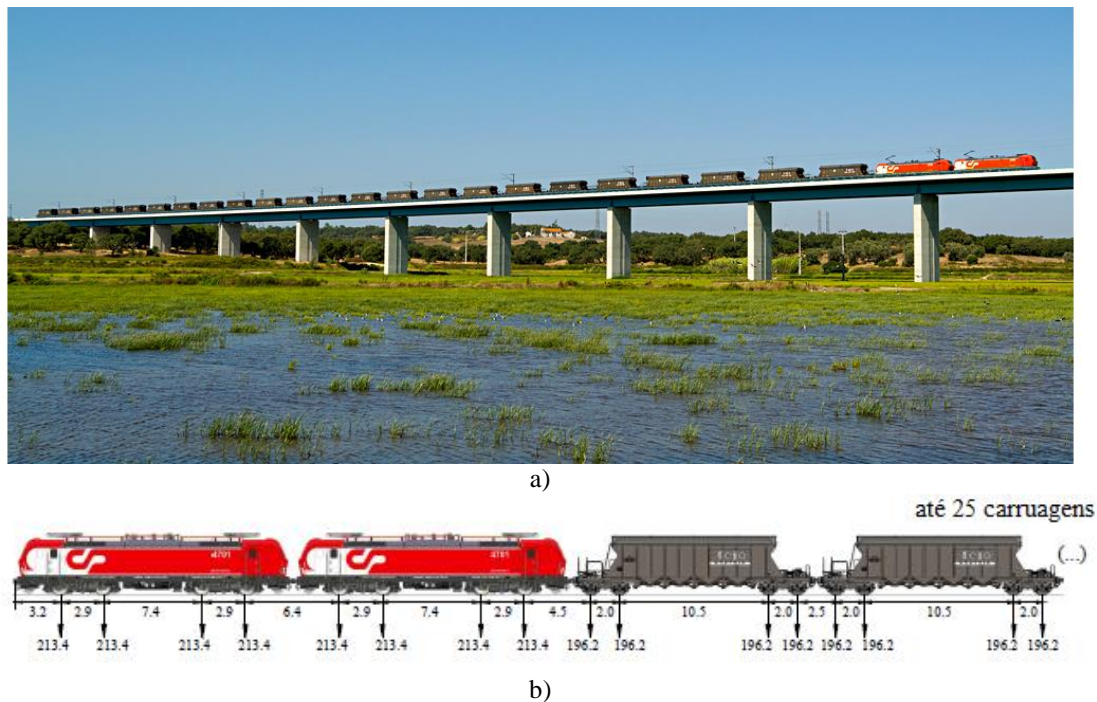


Figura 3.8 – Comboio de mercadorias: (a) em circulação, (b) representação esquemática da configuração dos eixos (em m) e cargas por eixo (em kN). Fontes: Soares (2015) e Paixão (2014).

4

Cálculo de curvas de receptância no modelo tridimensional da via

O modelo tridimensional *Pegasus* apresentado na Secção 2.4 é utilizado nesta dissertação na calibração do modelo bidimensional através do ajuste de resultados da resposta dinâmica de ambos. Deste modo, é necessário efetuar uma análise dinâmica precisa a partir deste modelo para garantir bons resultados no modelo 2D. Assim, neste Capítulo pretende-se estudar a influência de determinados parâmetros e aspetos do modelo 3D no cálculo de curvas de receptância. Por fim, são calculadas as curvas de receptância na transição do caso de estudo.

4.1 Influência de parâmetros de modelação nas curvas de receptância

Nesta Secção estuda-se a influência que a variação de determinados parâmetros e aspetos do modelo têm no cálculo de curvas de receptância. Cada estudo é realizado num modelo padrão em que apenas é variado o parâmetro a estudar. São alvo de estudo:

- As propriedades da força de impacto: amplitude e parâmetros associados;
- A dimensão do modelo: comprimento da via, largura transversal da malha de elementos finitos do solo e refinamento da malha;
- As condições de fronteira do solo;
- O parâmetro de amortecimento de Rayleigh.

4.1.1 Modelo padrão

O modelo padrão convencionado é representativo de um caso típico de via-férrea balastrada convencional sobre aterro com igual geometria e constituição ao longo da direção longitudinal (direção dos carris). O modelo tem 31 travessas espaçadas de 0.6 m e um comprimento total correspondente de 18 metros.

Os carris e travessas são modelados como elementos de viga pela teoria de Euler-Bernoulli. As palmilhas são elementos tridimensionais de massa-mola-amortecedor. A listagem dos valores dos parâmetros do sistema da via encontra-se na Tabela 4.1.

No modelo constitutivo do sistema balastro-solo é utilizada a lei de Hooke linear elástica. As propriedades das camadas, retiradas de ensaios *in-situ* e laboratoriais (Paixão, 2014), estão listadas na Tabela 4.2.

O refinamento da malha de elementos finitos consistiu basicamente na definição de elementos de menor dimensão nas camadas mais próximas à fonte de excitação (carris). A dimensão dos elementos aumenta no decorrer da profundidade do modelo. Na Figura 4.1 está representada a vista tridimensional da malha de elementos finitos do modelo padrão. Na Figura 4.2 representa-se a vista transversal com a discretização das camadas e dos elementos.

Nas fronteiras laterais do solo foram aplicadas molas e amortecedores na direção horizontal. Nas fronteiras inferiores do solo foi aplicada uma camada viscoelástica com molas e amortecedores substituindo uma parte da fundação com profundidade de 2 m.

Tabela 4.1 – Parâmetros de carris, palmilhas e travessas do modelo padrão.

Parâmetro	Notação	Valor	Unidade
Rigidez de flexão vertical do carril	$El_{v,r}$	6.38×10^3	kNm^2
Rigidez de flexão horizontal do carril	$El_{h,r}$	1.076×10^3	kNm^2
Massa do carril (UIC 60)	m_s	60.2	kg/m
Nº de elementos-barra entre travessas	n	3	-
Massa das palmilhas	m_{rp}	5	kg
Rigidez das palmilhas	k_{rp}	145×10^3	kN/m
Amortecimento das palmilhas	c_{rp}	12×10^3	kNs/m
Massa das travessas	m_s	322	kg
Nº de travessas	N_s	31	-
Espaçamento entre travessas	d	0.60	m
Amortecimento de Rayleigh para as frequências	ξ	3.0	%
f_1 e f_2	f_1 e f_2	2 e 100	Hz

Tabela 4.2 – Propriedades dos materiais do balastro e solo no modelo padrão.

Camada	H [m]	ρ [t/m ³]	E [MPa]	ν [-]
Balastro	0.3	1.73	130	0.20
Sub-balastro	0.3	2.20	200	0.25
Coroamento	0.2	2.20	1 000	0.25
Fundação (solo de aterro)	6.5	2.04	90	0.25

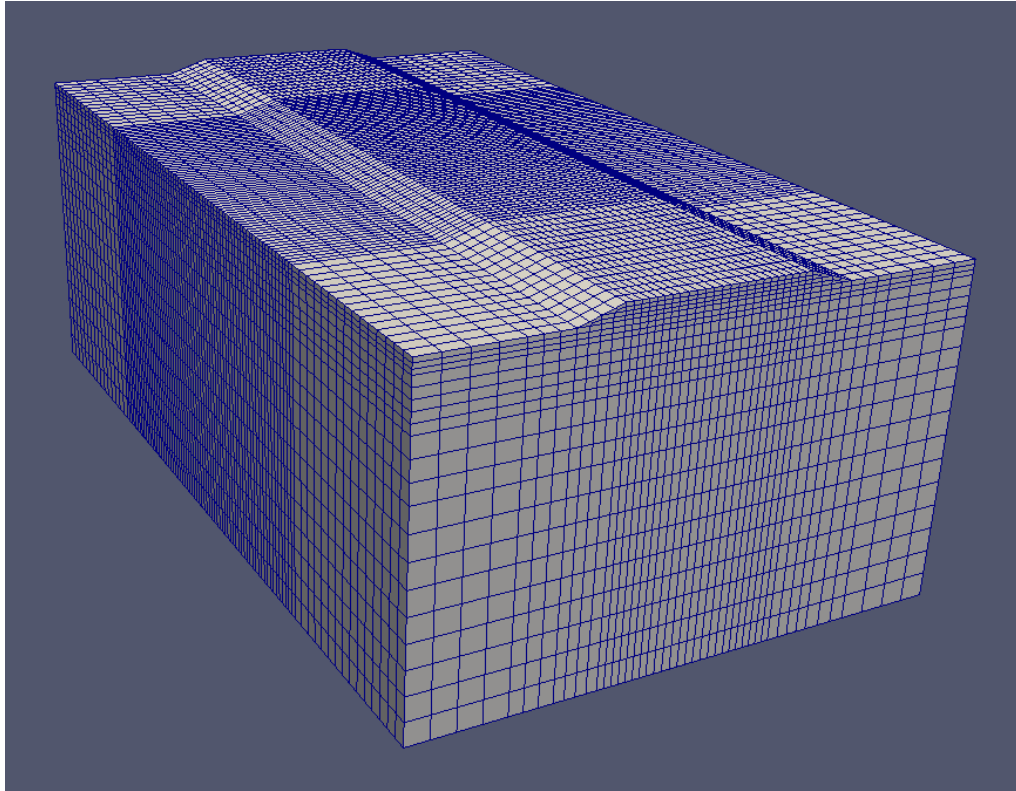


Figura 4.1 – Malha de elementos finitos do sistema balastro-solo do modelo padrão.

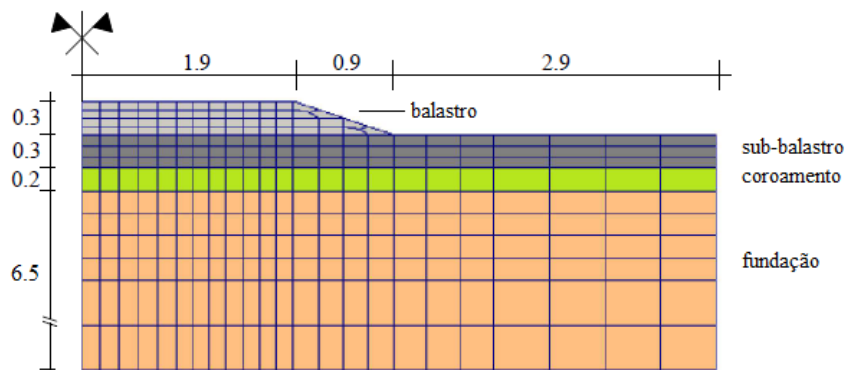


Figura 4.2 – Vista transversal da malha de elementos finitos do sistema balastro-solo do modelo padrão.

4.1.2 Força de impacto

O cálculo da receptância num ensaio *in-situ* é aplicado com uma força impulsiva de amplitude e desenvolvimento no tempo que não é possível controlar com exatidão.

A força impulsiva aplicada nos cálculos de receptância deste trabalho seguem uma formulação utilizada por Kouroussis et al. (2011) para analisar as propriedades dinâmicas da via num modelo numérico. A função da força de impacto vertical imposta em domínio do tempo é definida por:

$$f(t) = \begin{cases} 0 & \text{se } t < t_0 \\ A e^{\left[-\frac{t-t_0}{t_d}\right]} & \text{se } t \geq t_0 \end{cases} \quad (4.1)$$

em que o parâmetro A corresponde à amplitude máxima da força e t_d é um parâmetro de ajuste para abranger uma adequada gama de frequências. O parâmetro t_0 corresponde ao instante inicial da força e deve ser diferente de zero para verificar a causalidade da resposta, isto é, verificar que a resposta do sistema é causada pela solicitação aplicada.

As curvas de receptância foram calculadas pela expressão (2.12). A força de impacto foi aplicada simultaneamente sobre os dois carris e medido o deslocamento máximo nesse mesmo ponto. A Tabela 4.3 apresenta os parâmetros da força de impacto para a excitação da via e cálculo das curvas de receptância.

Tabela 4.3 – Parâmetros da força de impacto para estudo de influência de parâmetros no modelo tridimensional.

Parâmetro	Notação	Valor	Unidade
Amplitude	A	-10	kN
Parâmetro de ajuste	t_d	0.001	s
Instante inicial da força	t_0	0.01	s

Parâmetro de ajuste t_d

Neste estudo foram calculadas as curvas de receptância excitando-se a estrutura com diferentes forças de impacto, nas quais se alterou o parâmetro de ajuste t_d . O aumento deste parâmetro altera a configuração da força em função do tempo. O objetivo é estudar a influência que uma alteração deste parâmetro tem no traçado de uma curva de receptância.

Na Figura 4.3 exibem-se as forças de impacto estudadas no domínio do tempo. A amplitude da força encontra-se com sinal negativo, pois é aplicada no sentido de cima para baixo (o sentido positivo é para cima).

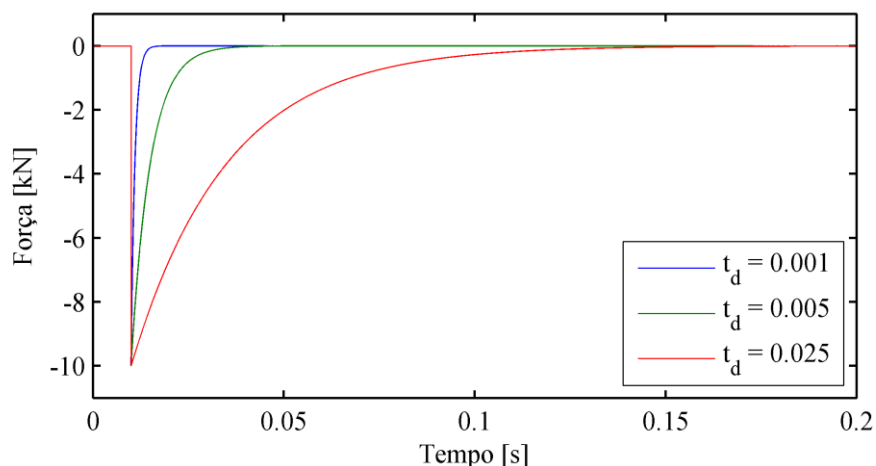


Figura 4.3 – Forças de impacto com diferentes parâmetros t_d para cálculo de curvas de receptância.

As curvas de receptância resultantes da excitação da estrutura devido às forças de impacto descritas na Figura 4.3 são representadas na Figura 4.4 (a).

É possível reter que o aumento deste parâmetro leva aparentemente ao crescimento da amplitude da curva paralelamente ao longo da frequência. Tendo em conta o comportamento global linear do modelo seria expectável o mesmo traçado em todas as curvas.

Investigando a fundo a origem do fenómeno descobriu-se a natureza do erro. Ao usar o passo de tempo de gravação⁷ padrão, com um valor de 0.0005 s, a resposta aos deslocamentos correspondentes não reproduz adequadamente a verdadeira resposta máxima do sistema. Como consequência a amplitude da curva de receptância é genericamente menor do que a devida (ver curva a azul na Figura 4.4 (a)).

Com um passo de tempo de gravação de 0.0002 s, na Figura 4.4 (b) é possível verificar que as curvas de receptância se aproximam, diminuindo-se o erro.

Diminuindo o passo de tempo de gravação para 0.0001 s, as curvas de receptância encontram-se em concordância como se verifica na Figura 4.4 (c). Assume-se, portanto, que este é um valor adequado para o cálculo de curvas de receptância no modelo *Pegasus*, para esta carga de impacto.

⁷ Intervalo de tempo nos quais são gravados os resultados da resposta dinâmica do modelo, neste caso, o deslocamento das travessas e as forças de impacto aplicadas no carril.

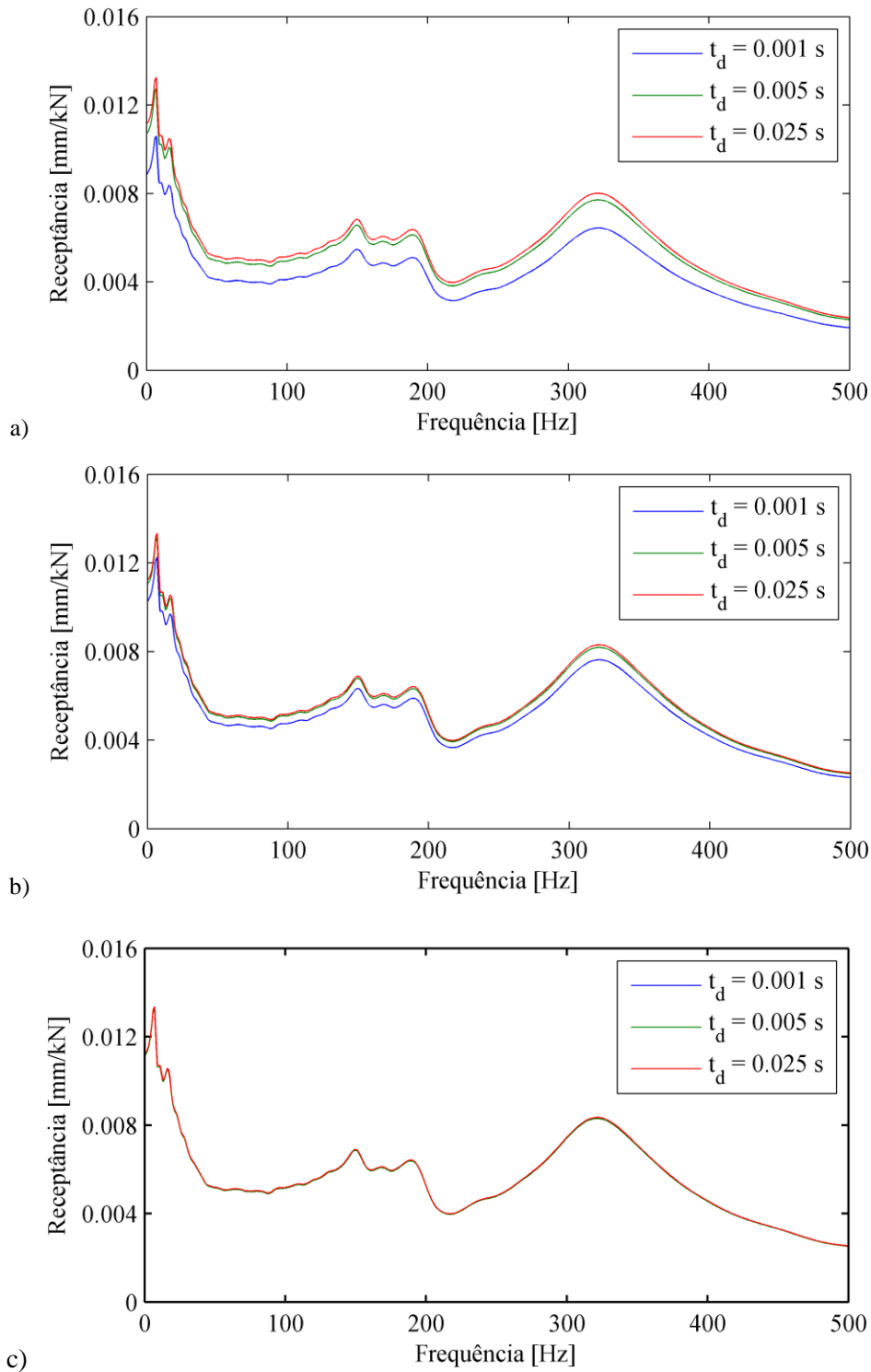


Figura 4.4 – Curvas de receptância calculadas no modelo Pegasus com variação dos parâmetros t_d da força de impacto e um passo de tempo de gravação de (a) 0.0005 s, (b) 0.0002 s e (c) 0.0001 s.

Amplitude da força de impacto

Em relação à amplitude da força de impacto, foram calculadas as curvas de receptância exibidas na Figura 4.5 com a excitação da estrutura por forças com amplitudes de 1, 5, 10 e 15

kN. O objetivo do estudo é perceber se a resposta da via se altera consoante a amplitude da força de impacto.

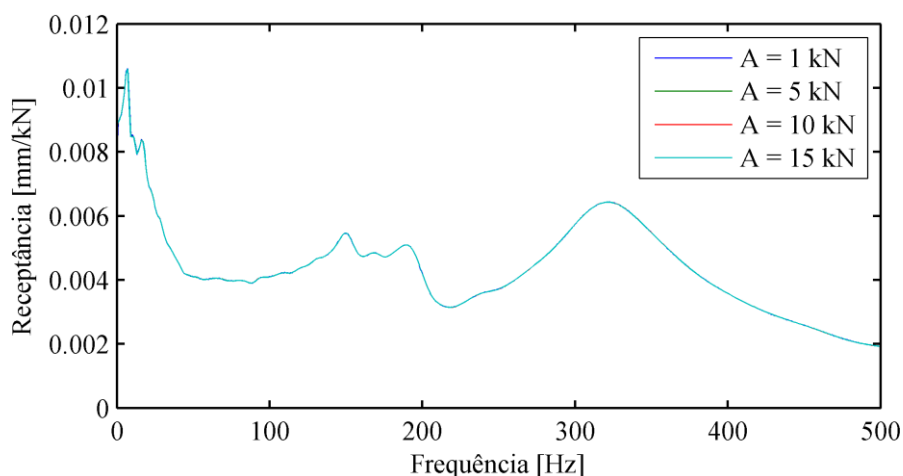


Figura 4.5 – Curvas de receptância calculadas no modelo Pegasus com variação da amplitude da força de impacto.

A plena concordância entre as curvas de receptância demonstra o comportamento linear do modelo. Como tal, qualquer que seja a amplitude da força de impacto conduzirá a resultados idênticos. Por uma questão de coerência, os cálculos das curvas de receptância posteriores continuam a ser efetuados com uma força de impacto com uma amplitude de 10 kN.

Local de aplicação da força de impacto

O estudo de receptância numa via real com recurso a um martelo de impacto é realizado com uma pancada em apenas um carril. Em modelos bidimensionais a aplicação do impacto no único carril representado equivale à aplicação paralela em dois carris devido à simetria longitudinal desses modelos. Num modelo tridimensional com representação de dois carris existe a possibilidade da aplicação da força em apenas um ou nos dois carris.

Tendo em conta que num capítulo adiante se pretende comparar as curvas de receptância de ambos os modelos, no modelo tridimensional a força de impacto será aplicada nos dois carris simultaneamente.

Neste estudo verifica-se a influência do local de aplicação do impacto no modelo tridimensional. A possibilidade de efeitos de torção ao aplicar a força somente num carril é uma hipótese a ter em conta. A representação das curvas de receptância para ambos os locais de aplicação da força de impacto estão representadas na Figura 4.6.

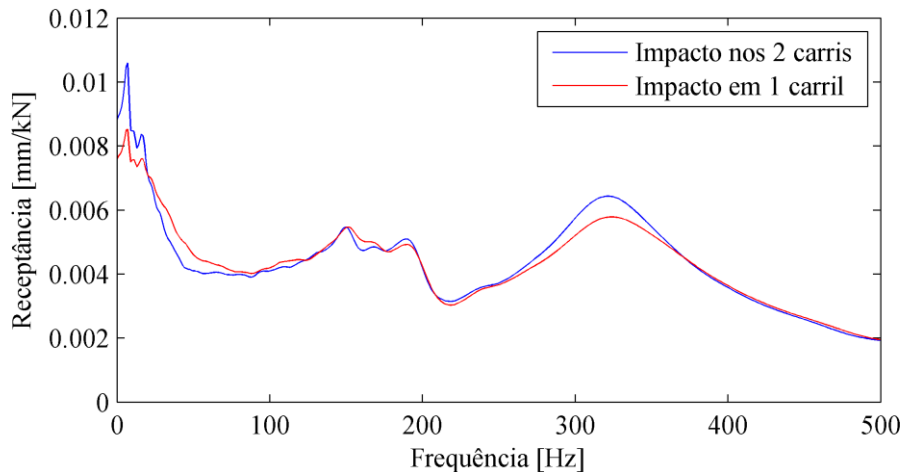


Figura 4.6 – Curvas de receptância calculadas no modelo Pegasus com variação da aplicação da força de impacto.

A aplicação da carga em apenas um carril diminui consideravelmente a amplitude da receptância nas vibrações em baixas-frequências (entre os cerca de 0 e 20 Hz) e na vibração da ressonância dos carris sobre as palmilhas (a cerca de 315 Hz). Comprova-se assim que a aplicação em somente um carril adulteraria os resultados.

4.1.3 Dimensão do modelo

Comprimento do modelo

Como visto anteriormente para o caso do modelo bidimensional, na Subsecção 2.3.3, são colocadas secções anteriores e posteriores à via em estudo para possibilitar o movimento de todos os eixos do veículo sobre a via e para estabilizar o veículo antes de iniciar o movimento. O objetivo deste estudo prende-se com a influência do comprimento destas secções do modelo no cálculo das curvas de receptância.

Analysaram-se dois modelos com 31 e 51 travessas, e um comprimento de 18 e 30 metros, respetivamente. Ambos com 17 travessas na secção em estudo. O primeiro, com 31 travessas no total, tem 7 travessas na secção inicial e 7 travessas na secção final. O segundo, com 51 travessas no total, tem 17 travessas na secção inicial e 17 travessas na secção final. Na Figura 4.7 apresenta-se o cálculo das curvas de receptância para estes dois modelos.

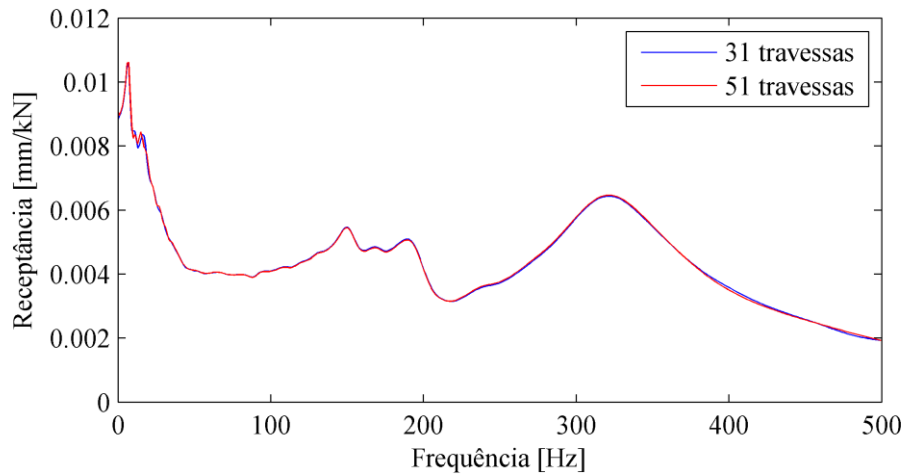
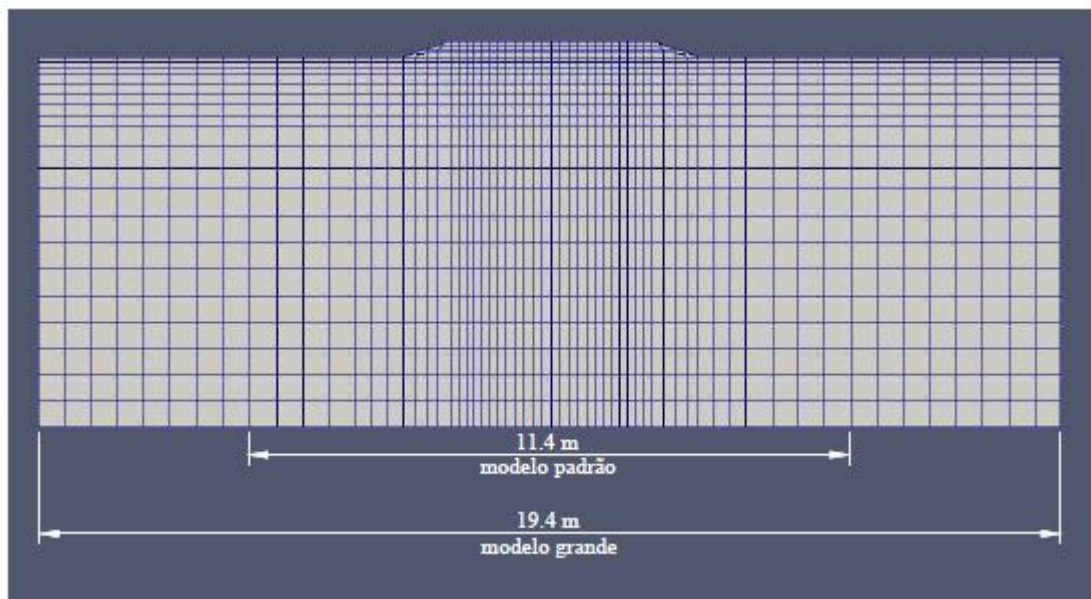


Figura 4.7 – Curvas de receptância calculadas no modelo Pegasus com variação do número de travessas.

Verifica-se que existe uma boa concordância entre os dois modelos estudados. Uma vez que o aumento do número de travessas aumenta significativamente o tempo de cálculo, a opção pelo modelo com 31 travessas é suficiente para obter bons resultados.

Dimensão transversal da malha do solo

No seguimento do estudo anterior foi estudada a influência que a dimensão transversal da malha do solo tem no cálculo das curvas de receptância. Foi construído um modelo com uma maior dimensão transversal, denominado de “modelo grande”. Este modelo tem uma malha com mais 4 metros de largura para ambos os lados. Na Figura 4.8 representam-se as malhas do modelo padrão e modelo grande. O cálculo das curvas de receptância variando a dimensão transversal da malha do sistema balastro-solo exibe-se na Figura 4.9.



a)

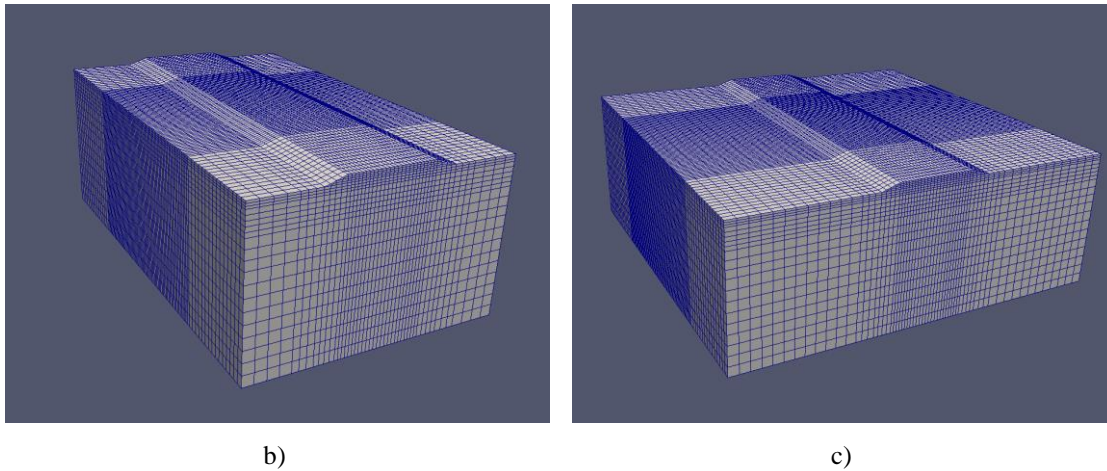


Figura 4.8 – (a) Vista transversal das malhas de elementos finitos do sistema balastro-solo e vista 3D das malhas (b) do modelo padrão e (c) do modelo grande.

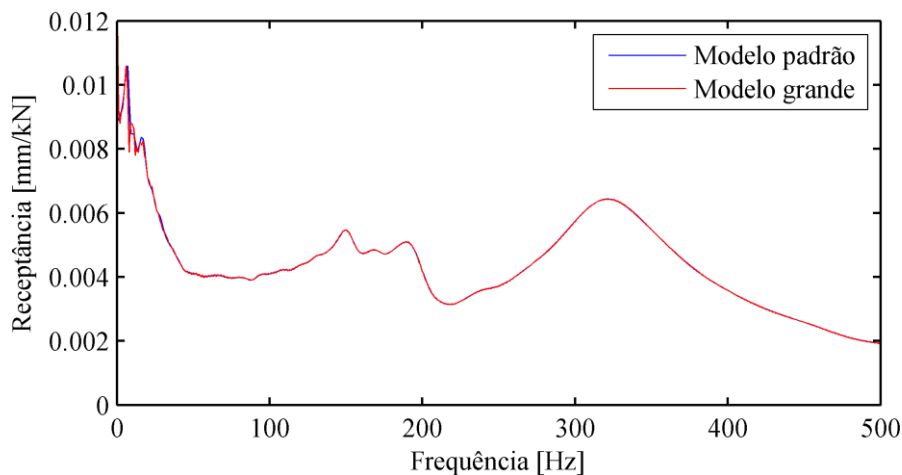


Figura 4.9 – Curvas de receptância calculadas no modelo Pegasus com variação da dimensão transversal da malha.

A concordância entre os modelos é quase plena, com diferenças insignificantes nos picos de ressonância em baixas-frequências (até aos 20 Hz). Nas restantes frequências a sobreposição entre curvas é plena. Considera-se a dimensão transversal da malha do modelo padrão ótima para impedir a reflexão de ondas nas paredes laterais do solo.

Refinamento da malha do sistema balastro-solo

O tamanho dos elementos finitos da malha é essencial para obter bons resultados, no entanto, uma malha demasiado refinada leva a altos esforços computacionais e consequente tempo de cálculo. Neste sentido, é necessário definir cuidadosamente os locais a refinar na malha.

Foi comparada a influência nas curvas de receptância da malha do modelo padrão com uma malha refinada. O refinamento consistiu sobretudo numa maior divisão vertical dos elementos abaixo das travessas. As malhas padrão e refinada podem ser visualizadas na Figura 4.10.

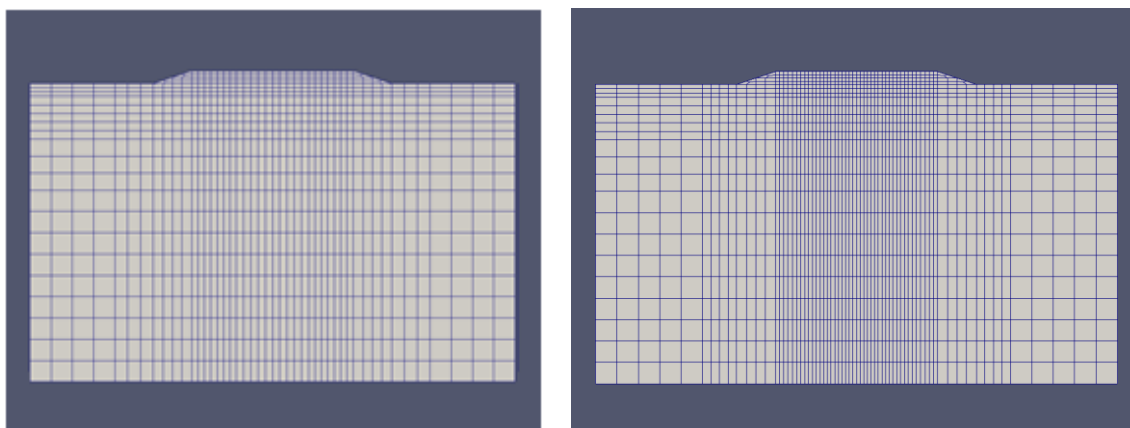


Figura 4.10 – Malha de elementos finitos: padrão (à esquerda) e refinada (à direita).

A Figura 4.11 mostra as curvas de receptância calculadas com os modelos das duas malhas descritas acima. Da visualização, conclui-se que o refinamento não acrescentou diferenças significativas no cálculo da curva de receptância. Surge apenas uma pequena variação da amplitude de receptância entre as duas malhas estudadas. Considera-se que a malha do modelo padrão definida anteriormente garante bons resultados com menor tempo de cálculo.

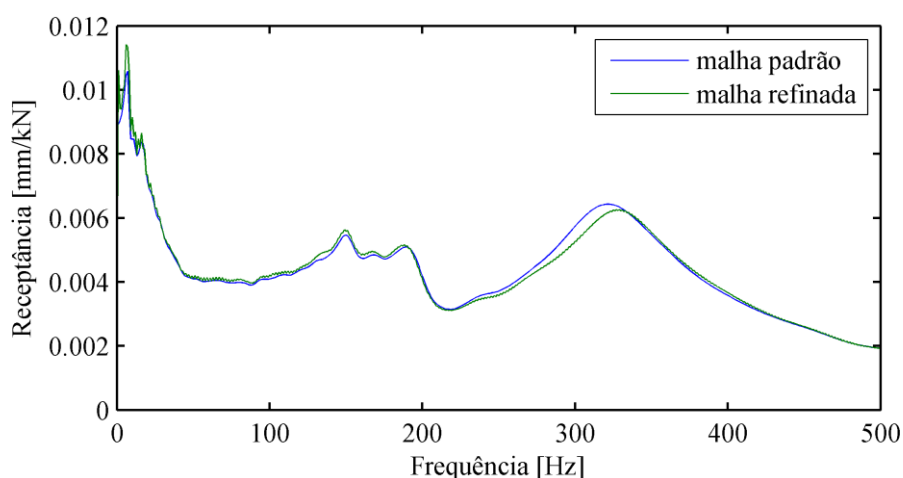


Figura 4.11 – Curvas de receptância calculadas no modelo Pegasus com variação do refinamento da malha.

4.1.4 Condições de fronteira

Condições de fronteira laterais do solo

Em relação às condições de fronteira laterais estudou-se a influência que a rigidez lateral tem no cálculo das curvas de receptância. O programa *Pegasus* permite uma variedade de possibilidades de simulação da rigidez lateral do solo, tal como descritas na Subsecção 2.4.4. A

4.1. Influência de parâmetros de modelação nas curvas de receptância

cada possibilidade corresponde um cenário estudado, os quais são descritos na Tabela 4.4. Em todos os cenários foram colocadas fronteiras absorventes com amortecedores de Lysmer (ver Secção 2.4.4).

Tabela 4.4 – Descrição das opções de condição de fronteira lateral do solo.

Cenário	Descrição
1	Sem molas nas paredes verticais do modelo
2	Colocação de molas nas 3 direções das paredes verticais do modelo
3	Colocação de molas somente na direção perpendicular das paredes verticais do modelo
4	Bloqueio dos deslocamentos perpendiculares (fronteiras elementares)

Na Figura 4.12 exibem-se as curvas de receptância calculadas para as diferentes opções de simulação da fronteira lateral do solo do modelo. Da visualização das curvas de receptância é possível verificar uma quase total concordância entre as diferentes curvas. Conclui-se que qualquer opção tomada em relação às condições de fronteira laterais do solo levará a resultados semelhantes. O resultado idêntico com ou sem a colocação de molas nas paredes laterais do modelo indicam que a dimensão transversal da malha seja suficiente para que este efeito não seja sentido na zona em estudo, junto aos carris.

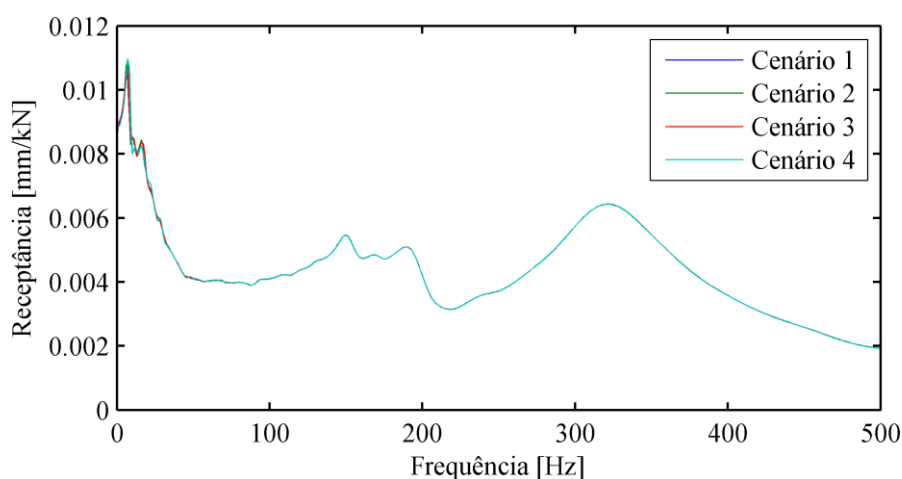


Figura 4.12 – Curvas de receptância calculadas no modelo Pegasus com variação das condições de fronteira laterais do solo.

Condições de fronteira inferiores do solo

Também para as diferentes opções de condições de fronteira inferiores do solo foi estudado o comportamento das curvas de receptância. As opções são enumeradas e descritas na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Descrição das opções de condições de fronteira inferior do solo.

Cenário	Descrição
1	Introdução de molas rígidas no fundo
2	Introdução de molas rígidas no fundo apenas na direção vertical
3	Introdução de molas e amortecedores

Na Figura 4.13 exibem-se as curvas de receptância calculadas para as diferentes opções de simulação da fronteira inferior do solo do modelo. Em relação às condições de fronteira inferiores da malha, verificam-se diferenças entre o cenário 3 e os cenários 1 e 2 pela observação de múltiplos picos de ressonância entre as frequências de 0 a 100 Hz nos dois últimos cenários mencionados. A ausência de amortecedores e consequente reflexão das ondas nestes dois cenários são a causa. É, portanto, essencial a consideração de amortecedores na condição de fronteira inferior do solo de modo a absorver as ondas de propagação das cargas de impacto e simular o solo como um meio semi-infinito.

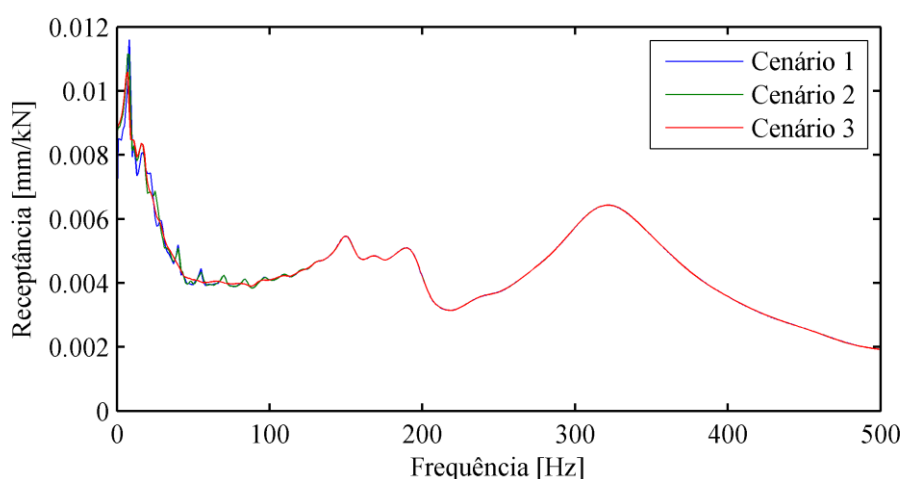


Figura 4.13 – Curvas de receptância calculadas no modelo Pegasus com variação das condições de fronteira inferiores da malha.

A opção pelo sistema de molas e amortecedores na fronteira inferior da malha implica a substituição de uma parte da fundação por uma camada de molas e amortecedores com uma profundidade de L_z metros. A escolha da profundidade influenciará a rigidez desta condição de fronteira. Quanto maior a profundidade, menor será a rigidez. No seguimento do estudo anterior, estudou-se a influência da profundidade L_z no cálculo das curvas de receptância. Na Figura 4.14 estão representadas as curvas de receptância com a variação da profundidade L_z .

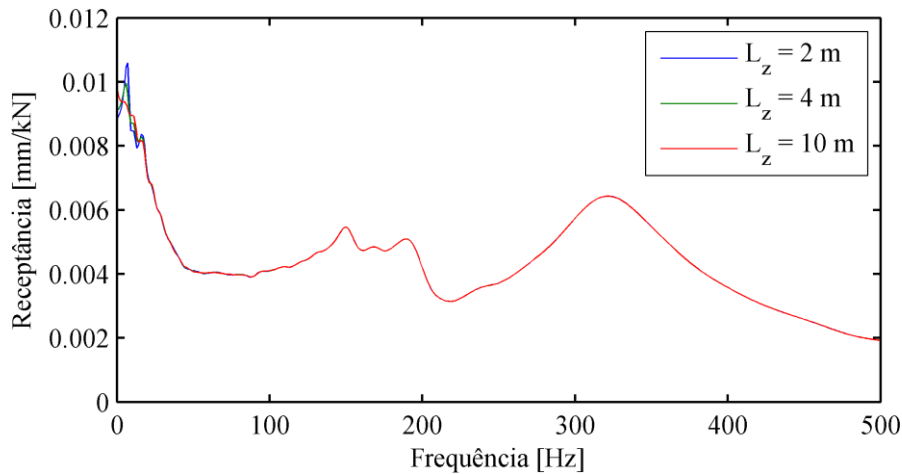


Figura 4.14 – Curvas de receptância calculadas no modelo Pegasus com variação da profundidade L_z .

Note-se que alterando a profundidade da camada removida sem alteração da geometria do modelo de elementos finitos implica que de facto o sistema se altera, porque a altura total de solo de aterro representada aumenta. No entanto é possível observar na Figura 4.14 que esta alteração apenas afeta a curva de receptância (calculada no carril) na gama das baixas frequências, como esperado. Nas médias e altas frequências a sobreposição entre curvas é plena.

As frequências dos picos de ressonância da vibração global da via podem ser estimados pela expressão da Equação (2.17). A velocidade das ondas P (v_p) no meio, calculada pela Equação (2.13), tem o valor de 230 m/s. O cálculo analítico das frequências e as frequências obtidas do modelo numérico para cada curva da Figura 4.14 estão listadas na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Frequências de ressonância da vibração global da via para diferentes profundidades de L_z , obtidas por cálculo analítico e pelo modelo numérico.

Cálculo analítico				Modelo numérico
L_z [m]	H [m]	v_p [m/s]	f [Hz]	f [Hz]
2	8.5	230	6.8	7
4	10.5		5.5	6
10	16.5		3.5	5

As frequências obtidas pelo modelo numérico estão próximas dos cálculos analíticos efetuados, o que revela a boa aproximação do modelo.

4.1.5 Amortecimento de Rayleigh

Relativamente a este caso, estudou-se a influência que o parâmetro de amortecimento de Rayleigh tem no cálculo de curvas de receptância. Conforme se visualiza na Figura 4.15, a variação do coeficiente de amortecimento de Rayleigh gera alterações significativas

principalmente na gama de frequências entre 100 e 250 Hz. A diminuição do amortecimento acentua o desenvolvimento de três picos de ressonância. Tendo em conta que o amortecimento de Rayleigh pretende simular a dissipação de energia por fricção dos materiais do solo, conclui-se que estes três picos dizem respeito a modos de vibração de combinações entre as camadas de balastro e solo (sub-balastro, camada de coroamento e fundação).

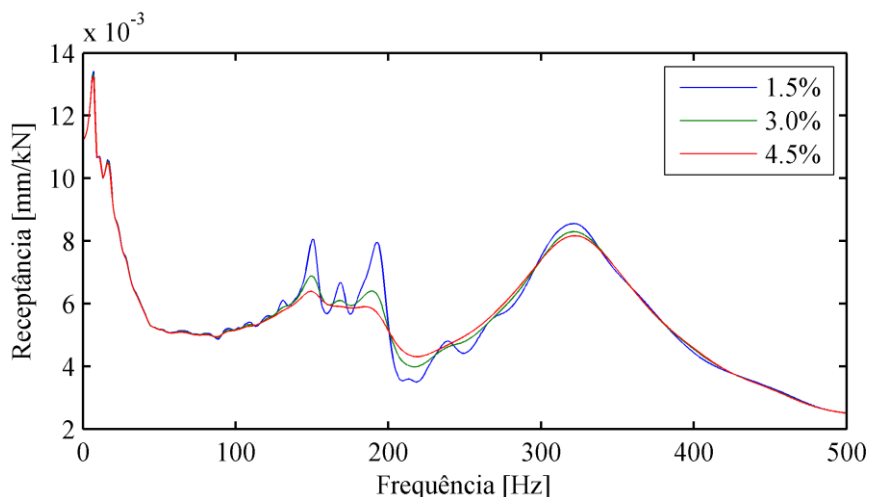


Figura 4.15 – Curvas de receptância calculadas no modelo Pegasus com variação do coeficiente de amortecimento de Rayleigh.

No seguimento do estudo anterior calcularam-se as curvas de receptância a várias profundidades decorrentes da aplicação da mesma força de impacto mantendo o amortecimento de 3.0%. Como exemplo, a receptância em $z = 0.30$ m é resultado da relação entre o deslocamento vertical desse ponto (topo do balastro) e a aplicação da força de impacto no carril no mesmo alinhamento vertical. Tal procedimento permite identificar a contribuição de cada elemento constituinte da via no modo de vibração ressonante.

Na faixa de frequências entre os 0 e 40 Hz (Figura 4.16 (b)) observa-se que a amplitude da receptância dos elementos é paralela entre eles. Isto indica que todos os elementos se movem em conjunto após a aplicação da excitação. Trata-se, portanto, de uma vibração global da via.

Sensivelmente, entre os 140 e os 200 Hz, observa-se a saliência de três picos de ressonância. Da Figura 4.16 (c) salta à vista a menor amplitude de receptância da camada de sub-balastro ($z = 0.00$ m) em relação às camadas subjacentes. Este facto demonstra a presença de uma anti-ressonância desta camada.

A cerca de 325 Hz visualiza-se que a resposta dinâmica é bastante mais acentuada no carril do que nos restantes elementos, o que significa que existe vibração do carril sobre a rigidez das palmilhas. Esta é uma ressonância de clara identificação e que é aqui comprovada.

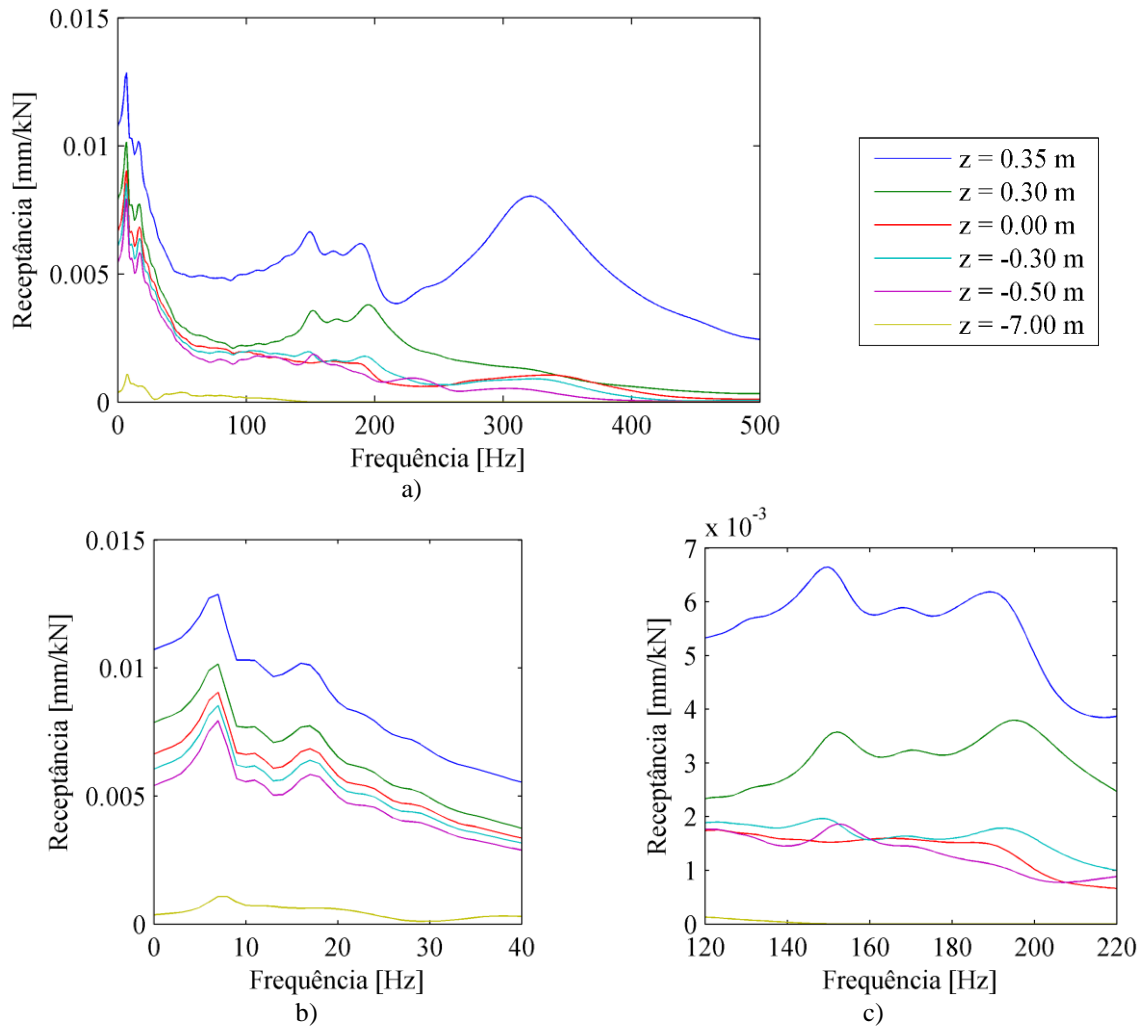


Figura 4.16 – Curvas de receptância em vários níveis da via nas frequências (a) de 0 a 500 Hz, (b) de 0 a 40 Hz e (c) de 120 a 220 Hz.

4.2 Cálculo de curvas de receptância na transição do caso de estudo

Depois de estudados e ponderados na Secção anterior alguns aspetos do modelo numérico 3D foram calculadas as funções de receptância direta na transição do caso de estudo enunciado no Capítulo 3. Alguns parâmetros do modelo 2D serão posteriormente calibrados pelo ajuste com as curvas de receptância aqui calculadas.

As curvas de receptância diretas foram obtidas pelo impacto simultâneo nos dois carris e relacionam o deslocamento do carril com a força de impacto aplicada no mesmo ponto, no domínio da frequência. A força de impacto segue a função da Equação (4.1), com uma amplitude $A = -10$ kN, parâmetro de ajuste $t_d = 0.001$ s e instante inicial $t_0 = 0.01$ s. O cálculo das curvas de receptância foi realizado para cada secção da transição (Figura 3.5).

4.2.1 Modelos de calibração 3D

A fim de tornar menos pesado e moroso o cálculo computacional das curvas de receptância, foram criados modelos de calibração de menor dimensão representando cada secção da transição. Os modelos de calibração são compostos por 31 travessas espaçadas de 0.6 m e um comprimento total de 18 m. A geometria e configuração é regular ao longo da direção longitudinal da via.

A modelação dos carris, palmilhas e travessas foi realizada de igual modo à do modelo padrão da Secção 4.1.1. Os parâmetros destes elementos encontram-se listados na Tabela 4.1.

Assumiu-se um comportamento linear elástico dos materiais do sistema balastro-solo de acordo com a lei constitutiva de Hooke. As propriedades do balastro e solo, listadas na Tabela 4.7, foram adotadas de acordo com resultados dos ensaios laboratoriais e medições previamente apresentadas no Capítulo 3 (ver Figura 3.5).

Tabela 4.7 – Propriedades dos materiais das camadas do sistema balastro-solo.

Camada	H [m]	E [MPa]	ν	ρ [t/m ³]
Balastro	0.3	130	0.20	1.73
Sub-balastro	0.3	200	0.25	2.20
Coroamento	0.2	1 000	0.25	2.20
Solo de aterro	6.5	90	0.25	2.04
UGM	6.5	300	0.25	2.20
CBGM	6.5	10 000	0.25	2.20

A dimensão transversal do modelo, o número de elementos da malha e as condições de fronteira foram modeladas semelhantemente ao modelo padrão da Secção 4.1.1. As malhas de elementos finitos dos sistemas balastro-solo dos modelos das secções S1, S2 e S3 são compostas por 106 991 nós e 99 456 elementos sólidos. A malha do modelo da secção S4 tem apenas 14 453 nós e 11 136 elementos sólidos. Esta diferença deve-se ao facto de apenas a camada de balastro ser representada no último modelo referido. Na Figura 4.17 está representado o modelo de calibração das secções S1, S2 e S3. Na Figura 4.18 está representado o modelo de calibração da secção S4.

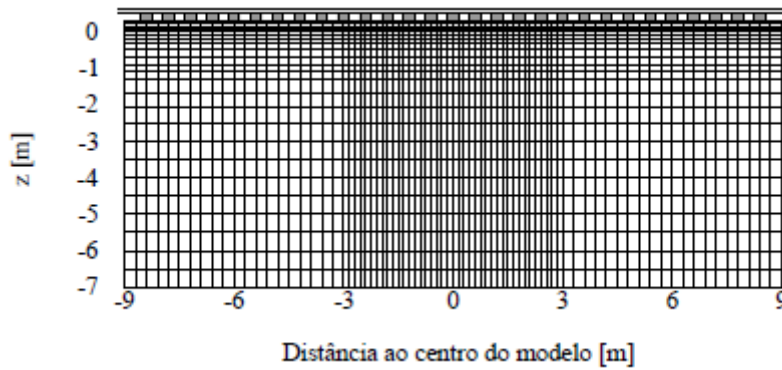


Figura 4.17 – Modelo de calibração 3D das secções S1, S2 e S3.

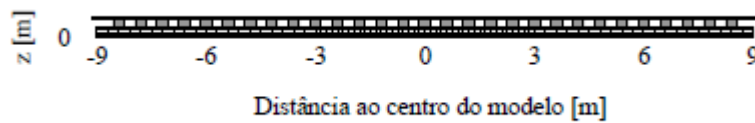


Figura 4.18 – Modelo de calibração 3D da secção S4.

4.2.2 Resultados

As curvas de receptância calculadas para os modelos de cada secção estão representadas na Figura 4.19.

Na secção S1, o modelo capta as frequências de ressonância da vibração global da via assim como ressonâncias derivadas da combinação de movimento entre as camadas de solo da via. A ressonância da vibração dos carris sobre as palmilhas ocorre na frequência de 321 Hz.

Na secção S2, sobre um solo de fundação mais rígido, são captados os modos de vibração em baixas-frequências e a frequência da vibração dos carris sobre as palmilhas aos 326 Hz.

Na função de receptância da secção S3 são visíveis três picos de ressonância. O primeiro mais saliente que se encontra numa frequência de 107 Hz, deve-se à vibração global da via. Devido à elevada rigidez da camada CBGM este modo é pouco amortecido e por isso a amplificação dinâmica é elevada nesta frequência. O segundo, a cerca de 225 Hz é resultado da ressonância da camada de balastro. Na frequência de 336 Hz encontra-se a vibração dos carris sobre as palmilhas.

Na função de receptância da secção da via sobre a ponte destacam-se dois picos de ressonância. O primeiro diz respeito à ressonância global da via. É uma ressonância também pouco amortecida e encontra-se numa frequência de 148 Hz. O segundo pico, numa frequência de cerca de 325 Hz deve-se à vibração dos carris sobre as palmilhas.

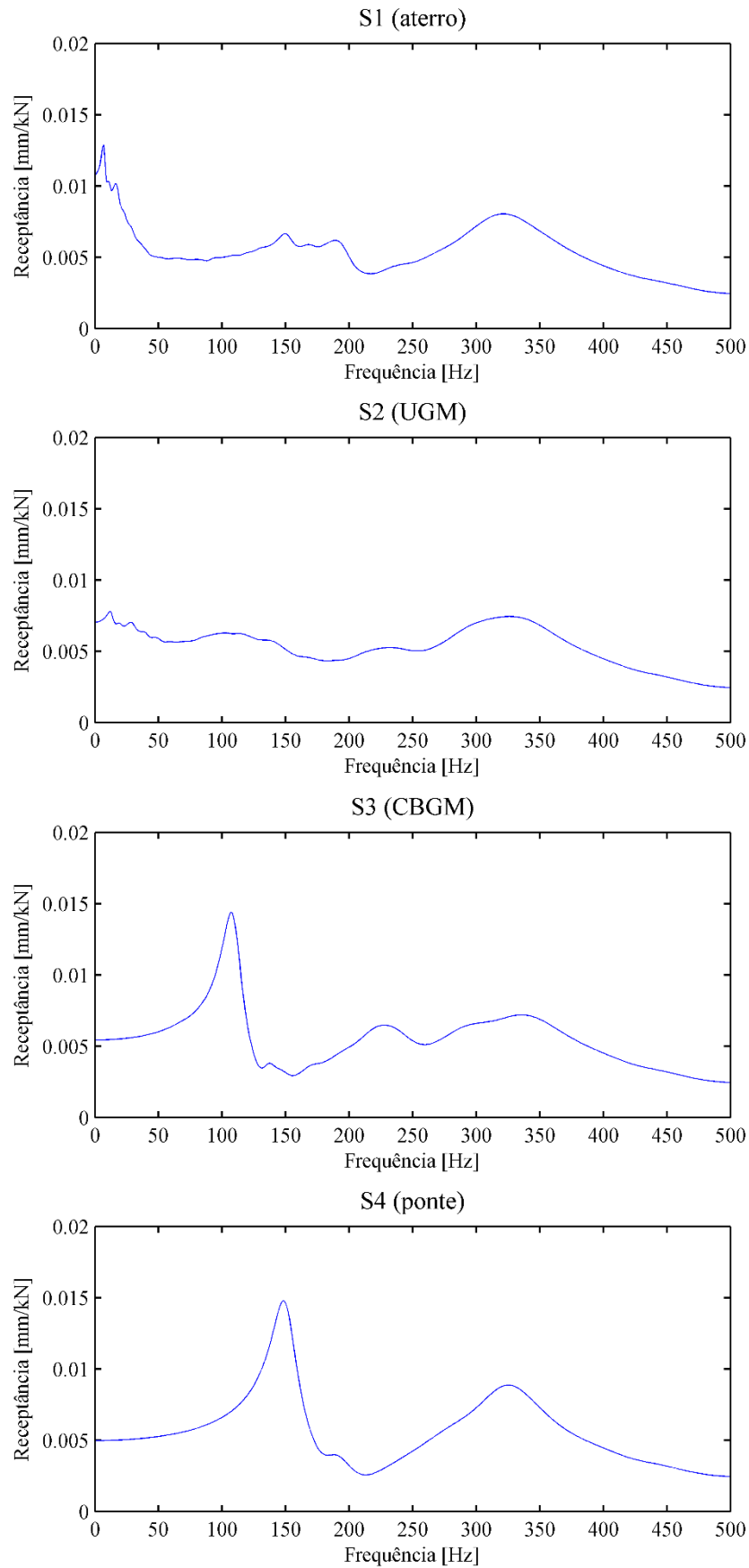


Figura 4.19 – Curvas de receptância direta nas diferentes secções da transição.

Na Figura 4.20 foram sobrepostas as funções de receptância de cada secção de modo a comparar e verificar semelhanças entre elas. Nas quatro secções da via verifica-se imediatamente que a ressonância dos carris sobre as palmilhas ocorre em frequências idênticas (cerca de 325 Hz) pois as características dos elementos são comuns em todas as secções. Esta frequência pode ser estimada pela expressão analítica da Equação (2.14). Sendo a rigidez das palmilhas $k_{rp} = 145$ kN/m e a massa do carril $m_r = 0.036$ t, a frequência estimada tem o valor de 319 Hz, o que demonstra a boa aproximação do modelo.

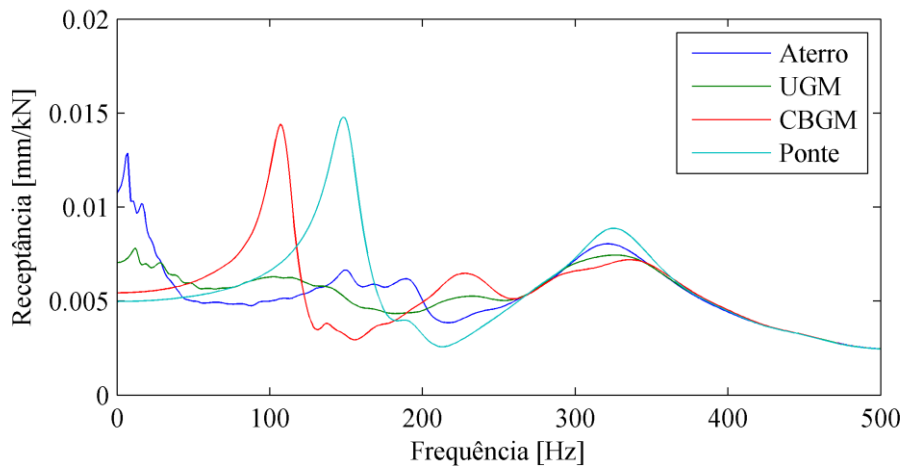


Figura 4.20 – Sobreposição das curvas de receptância das diferentes secções da transição.

Verifica-se que o valor da frequência associada à vibração global da via aumenta quando a secção se aproxima da ponte. É a situação esperada, pois a rigidez global vertical aumenta em virtude da fundação ser mais rígida. Visualiza-se, também, que a rigidez estática (nos 0 Hz) aumenta conforme a secção se aproxima da ponte como expectável.

5

Calibração do modelo bidimensional da transição

Neste capítulo determinam-se os parâmetros do modelo numérico bidimensional da transição do caso de estudo. O funcionamento do modelo numérico 2D foi anteriormente apresentado na Secção 2.3. Apesar de ser um modelo mais simples, requer uma parametrização cuidadosa dos elementos constituintes da via para se obterem resultados aproximados.

Em cada secção da transição são determinados e/ou calibrados os seguintes elementos: rigidez vertical e longitudinal do balastro-solo (k_v e k_w); amortecimento vertical e longitudinal do balastro-solo (c_v e c_w); massa de balastro-solo (m_{bs}). Os parâmetros referentes ao carril, palmilhas e travessas são conhecidos e não necessitam de calibração. Os parâmetros a calibrar estão destacados (a cor preta) na Figura 5.1.

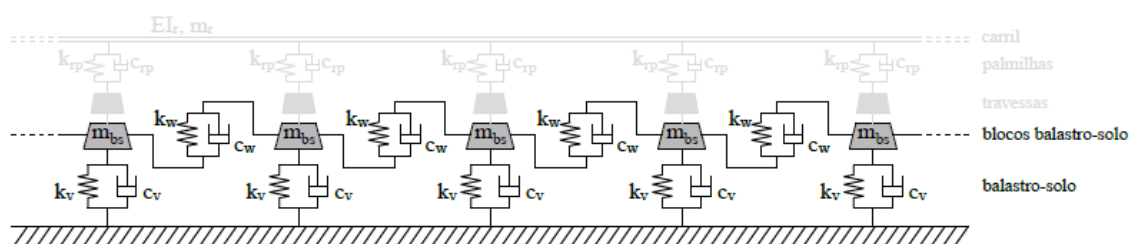


Figura 5.1 – Parâmetros a calibrar no modelo bidimensional.

A calibração do modelo 2D segue os procedimentos descritos em seguida, no qual a ordem de execução é importante. Isto é, os parâmetros determinados num passo são fundamentais para a determinação dos parâmetros dos passos posteriores. Os procedimentos ordenam-se por:

- i) **Cálculo da rigidez vertical** do sistema balastro-solo (k_v) a partir de resultados do modelo 3D obtidos para o estado inicial da via;
- ii) **Cálculo da rigidez longitudinal** do balastro-solo (k_w) através do ajuste da resposta do modelo 2D aos resultados da resposta do modelo 3D pela aplicação de uma carga pontual estática;
- iii) **Cálculo de parâmetros de amortecimento** através do ajuste das curvas de receptância direta obtidas pelo modelo 2D às curvas de receptância obtidas pelo modelo 3D. Este passo é idêntico ao utilizado no estudo de alguns autores (Alves Ribeiro, 2012; Paixão, 2014), nos quais foram obtidos resultados bastante satisfatórios.

O fundamento teórico e os métodos de execução de cada procedimento são explicados detalhadamente nas secções respetivas.

Em todos os passos realizaram-se as calibrações para cada secção da transição com a criação de 4 modelos de calibração 2D com a configuração e geometria das secções apresentadas anteriormente na Figura 3.5. Os modelos de calibração 3D foram anteriormente criados na Subsecção 4.2.1.

5.1 Modelos de calibração 2D

Os modelos de calibração 2D são compostos por 91 travessas correspondentes a um comprimento total de 54 m. Neste caso optou-se por um comprimento extenso pois o cálculo nos modelos 2D é relativamente rápido em comparação com os modelos 3D. A configuração é regular ao longo da direção longitudinal da via.

Nos carris foram adotadas as propriedades de um perfil UIC60 (rigidez de flexão vertical $EI_{v,r}$ = 6380 kNm² e massa m = 60.2 kg/m). As travessas de betão com módulo de elasticidade E = 30 GPa, uma densidade ρ = 1.95 t/m³ e massa m_s = 162.5 kg (assumidas como prismas retangulares com 2.60 m de comprimento, 0.30 m de largura e uma altura equivalente de 0.212 m). A rigidez e amortecimento das palmilhas foram estimados através de ensaios de receptância realizados na via, devolvendo uma rigidez k_{rp} = 145 kN/mm e um amortecimento c_{rp} = 12 kNs/m.

Para existir concordância de metodologias, optou-se por modelar os carris pela teoria de viga de Euler-Bernoulli tal como havia sido feito nos modelos de calibração 3D.

Assumiu-se um amortecimento material de 4% para o sistema da via, definido para as frequências de 2 Hz e 1000 Hz de acordo com o amortecimento de Rayleigh. O amortecimento material do balastro-solo está englobado nos amortecedores de apoio do balastro (c_v) a calibrar mais à frente.

Para uma melhor visualização, todos estes parâmetros encontram-se listados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Parâmetros de carris, palmilhas e travessas nos modelos de calibração.

Parâmetro	Notação	Valor	Unidade
Rigidez de flexão vertical do carril	$El_{v,r}$	6.38×10^3	kNm ²
Massa do carril (UIC 60)	m_r	60.2	kg/m
Nº de elementos-barra entre travessas	n	3	-
Massa das palmilhas	m_{rp}	5	kg
Rigidez das palmilhas	k_{rp}	145×10^3	kN/m
Amortecimento das palmilhas	c_{rp}	12	kN s/m
Massa das travessas	m_s	162.5	kg
Nº de travessas	N_s	91	-
Espaçamento entre travessas	d	0.60	m
Amortecimento de Rayleigh para as frequências	ξ	4	%
ω_1 e ω_2	f_1 e f_2	2 e 1000	Hz

5.2 Cálculo da rigidez vertical k_v

Propõe-se um método para a determinação da rigidez vertical do balastro-solo que é explicado abaixo.

Considerando uma parte do modelo 2D (Figura 5.2 (a)) representada pelos parâmetros: blocos de balastro-solo (m_{bs}), rigidez vertical (k_v), amortecimento vertical (c_v), rigidez longitudinal (k_w) e amortecimento longitudinal (c_w), ao aplicar-se uma carga pontual estática (F) em todos os blocos o deslocamento vertical (u) será igual em todos eles. Como estamos na presença de uma ação estática, os parâmetros de amortecimento não têm participação na resposta do sistema. Sendo o deslocamento relativo entre blocos adjacentes nulo, a mola da rigidez longitudinal também tem uma participação nula na rigidez global. Pode-se assim concluir que a rigidez vertical do balastro-solo (k_v) é resultado da seguinte expressão:

$$k_v = \frac{F}{u} \quad (5.1)$$

em que F é a força aplicada e u é o deslocamento vertical das travessas.

Visto que o parâmetro k_v é a incógnita a calcular, o procedimento anterior aplica-se analogamente no modelo 3D (Figura 5.2 (b)) onde as propriedades mecânicas dos materiais granulares do balastro e solo são conhecidas. Sobre o sistema balastro-solo aplica-se o peso próprio do sistema da via (carril, palmilha e travessa) a uma velocidade muito baixa (considerada estática) e obtém-se o deslocamento correspondente debaixo do carril.

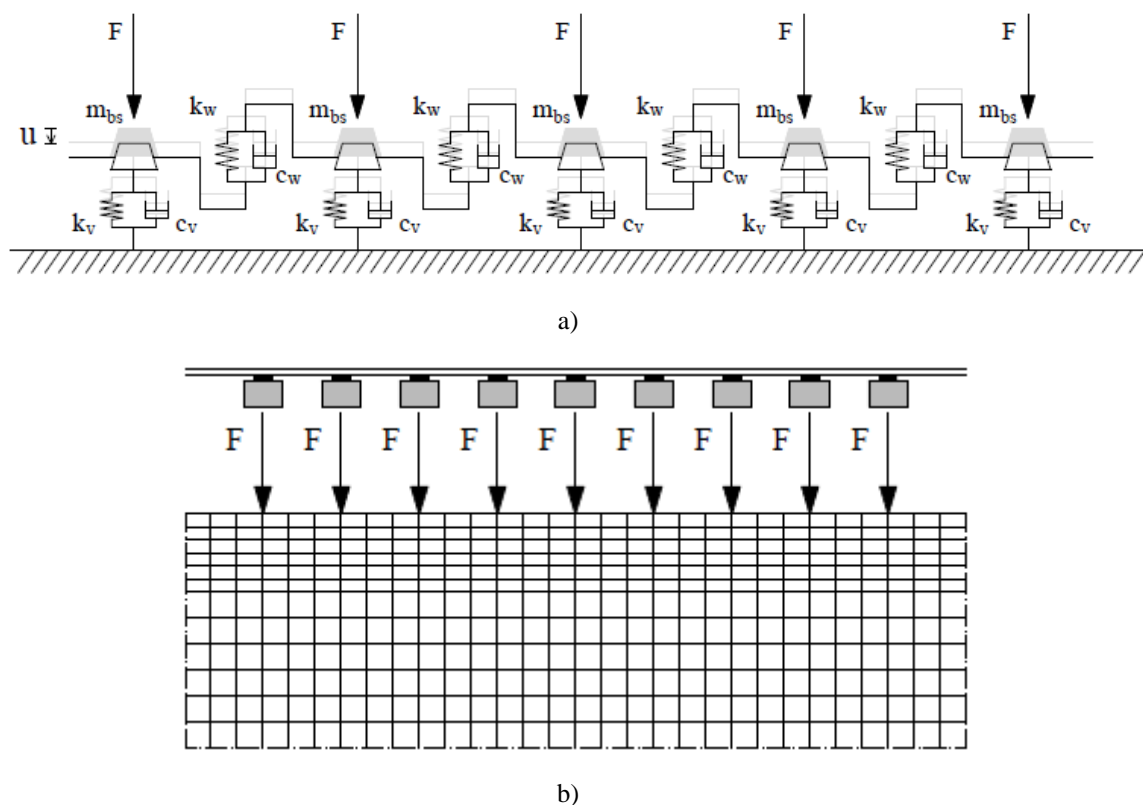


Figura 5.2 – Esquemas de aplicação das cargas pontuais estáticas nos modelos (a) 2D e (b) 3D.

Da aplicação do sistema da via nos modelos de calibração 3D resultou uma carga de 0.202 t correspondente a uma força de 2.02 kN por travessa. O deslocamento das travessas após o contacto com o balastro e a rigidez vertical (k_v) calculada estão listados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Deslocamento vertical das travessas e rigidez vertical da camada balastro-solo após aplicação de carga pontual estática.

Secção	F [kN]	u [mm]	k_v [kN/m]
S1 (aterro)	2.02	9.972×10^{-2}	20 260
S2 (UGM)		3.724×10^{-2}	54 250
S3 (CBGM)		1.039×10^{-2}	194 445
S4 (ponte)		7.179×10^{-3}	281 415

Como expectável o solo sofre maiores assentamentos na secção S1, diminuindo gradualmente quando a secção se aproxima da ponte. Obviamente, a rigidez vertical da via aumenta ao longo da transição desde a secção de aterro até à entrada na ponte.

Na ponte ferroviária a via-férrea balastrada é apenas composta pela superestrutura, ou seja, a camada de balastro assenta diretamente sobre a estrutura da ponte. Portanto, a rigidez do sistema balastro-solo no modelo 2D é composta somente pela rigidez da camada de balastro.

Perante este facto, foi calculada a rigidez vertical do balastro-solo pela fórmula aproximada de Sun & Dhanasekar (2002) (ver Subsecção 2.1.1) resultando o valor de 282 472 kN/m. Verificou-se uma excelente concordância com os resultados do modelo *Pegasus* donde resultou o valor de 281 415 kN/m. Os dados utilizados nesta formulação estão descritos na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Dados utilizados na fórmula aproximada de Zhai para o cálculo da rigidez do balastro.

Parâmetro	Notação	Valor	Unidade
Profundidade de balastro	H_b	0.3	m
Distância do suporte de meia travessa	L_s	1.3	m
Largura de uma travessa	B_s	0.3	m
Ângulo de distribuição das tensões do balastro	θ_b	30	°
Módulo de elasticidade do balastro	E_b	130 000	kPa

5.3 Cálculo da rigidez longitudinal k_w

Depois de conhecida a rigidez vertical em cada secção da transição efetuou-se a determinação da rigidez longitudinal.

O processo de calibração inicia-se com a aplicação de uma carga pontual de 50 kN a uma velocidade muito baixa (considerada estática) no carril, sobre a travessa central dos modelos de calibração 3D. Desta solicitação é obtido o deslocamento do carril em toda a via. Nos modelos de calibração 2D é efetuado o mesmo procedimento. A resposta do deslocamento do carril é ajustada à resposta obtida pelos modelos de calibração 3D através de um processo iterativo em que se define o parâmetro de rigidez longitudinal (k_w) que melhor ajusta as duas respostas.

O processo de ajuste foi realizado com recurso à funcionalidade de otimização do *Matlab* “lsqcurvefit” que permite encontrar o parâmetro k_w que melhor ajusta a resposta dos modelos de calibração 2D. Este algoritmo utiliza o método dos mínimos quadrados para a resolução do problema.

Este método é possível de realizar mesmo desconhecendo o valor dos restantes parâmetros desconhecidos do modelo 2D. Como a aplicação da carga é estática, os parâmetros m_{bs} , c_v e c_w têm resposta nula no sistema. A resposta do sistema é determinada apenas pela rigidez vertical (k_v) (determinada na subsecção anterior) e pela rigidez longitudinal (k_w). Na Figura 5.3 é esquematizada a aplicação da carga pontual no modelo 2D.

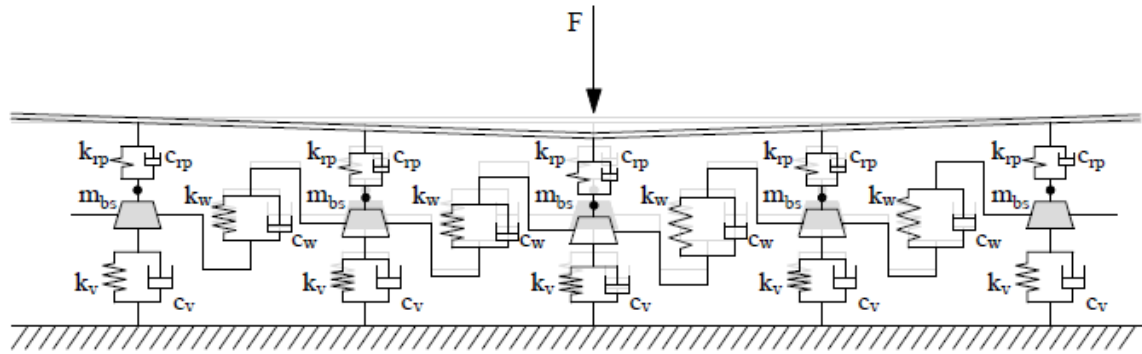


Figura 5.3 – Esquema de aplicação da carga pontual no carril do modelo bidimensional.

Os parâmetros da rigidez longitudinal (k_w) resultantes do processo de calibração apresentam-se na Tabela 5.4. O deslocamento do carril após a aplicação da carga pontual estática em ambos os modelos exibe-se na Figura 5.4. O eixo das abcissas refere-se à distância horizontal (em m) em relação ao ponto de aplicação da carga.

Tabela 5.4 – Valores calibrados da rigidez lateral do balastro para as secções da transição no modelo 2D.

Secção	k_w [kN/m]
S1 (Aterro)	177 400
S2 (UGM)	178 000
S3 (CBGM)	0
S4 (Ponte)	0

A resposta estática dos modelos de calibração 2D obtida é bastante aproximada à resposta obtida pelos modelos de calibração 3D em todas as secções da transição. Importa referir que o deslocamento máximo vertical foi obtido com grande exatidão. De notar que a rigidez longitudinal (k_w) é nula nas secções S3 e S4. Este facto deve-se à elevada rigidez do suporte da via que praticamente anula a acoplagem entre apoios de travessa devido a efeitos de corte nas camadas de balastro e solo subjacente. Pela excelente aproximação dos resultados considera-se que se obteve uma boa calibração do modelo 2D.

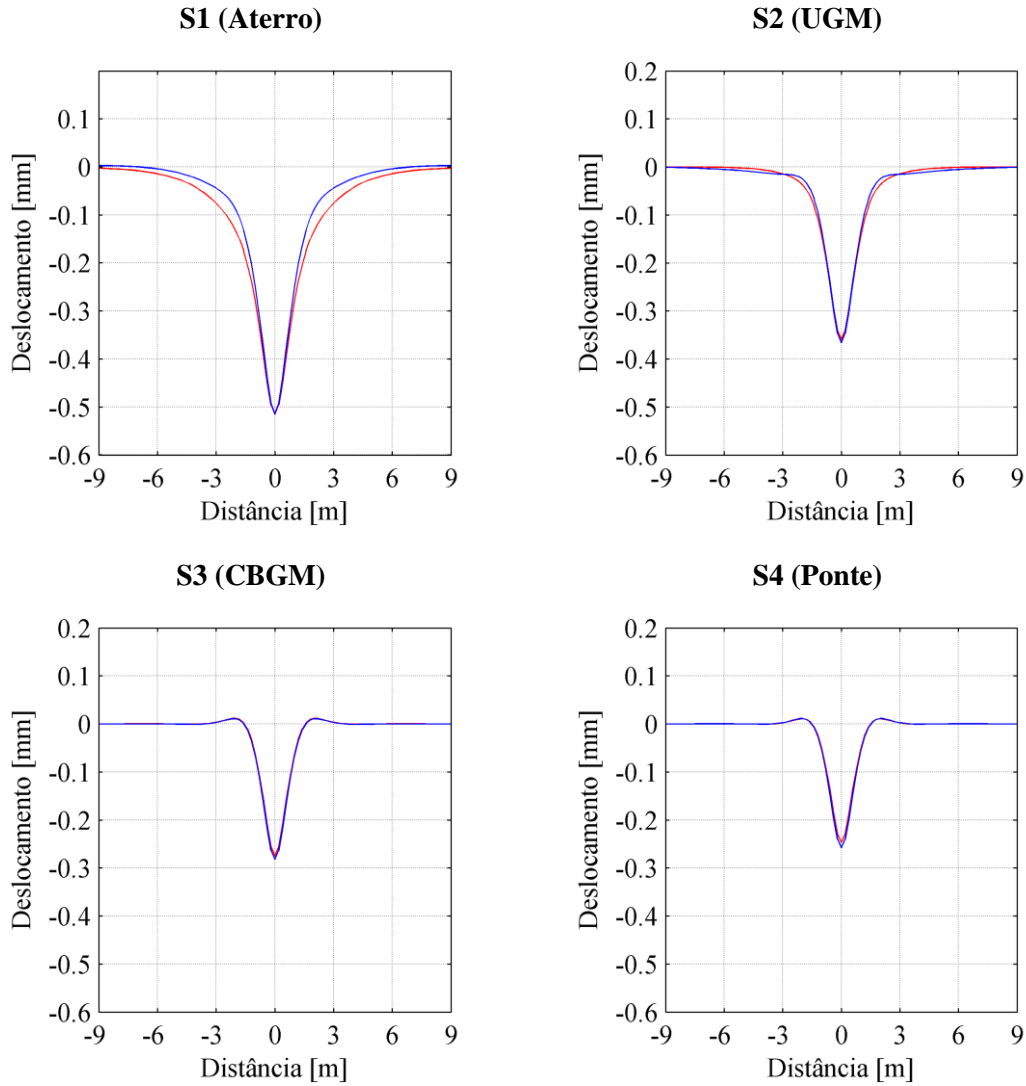


Figura 5.4 – Deslocamento do carril devido à carga pontual estática de 50 kN aplicada em $x = 0$ nos modelos de calibração 2D (a linha vermelha) e 3D (a linha azul).

5.4 Cálculos de parâmetros de amortecimento

Os parâmetros dinâmicos do modelo 2D são determinados pelo ajuste das curvas de receptância nele obtidas, às curvas de receptância obtidas no modelo 3D, através de um processo iterativo. Primeiro, foi estudada a influência que a variação dos parâmetros tem na resposta dinâmica da via, nomeadamente na sua receptância.

5.4.1 Influência de parâmetros do modelo nas curvas de receptância

A definição dos valores de alguns parâmetros são baseados em aproximações com uma considerável margem de erro. Deste modo, estudou-se a influência que os parâmetros e aspetos do modelo têm no traçado das curvas de receptância. A rigidez das palmilhas (k_{rp}), o amortecimento

das palmilhas (c_{rp}), a massa de balastro-solo (m_{bs}) e o amortecimento do sistema balastro-solo (c_v) são os parâmetros estudados.

Modelo padrão

Nos carris foi considerada a teoria de viga de Timoshenko. Os restantes elementos do sistema da via foram modelados como nos modelos de calibração 2D da Secção 5.1. Nos parâmetros do sistema balastro-solo foram assumidos valores próximos de uma via em solo rígido para tornar explícito os picos de ressonância. Os parâmetros do modelo 2D padrão estão listados na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Parâmetros do modelo bidimensional padrão.

Parâmetro	Notação	Valor	Unidade
Rigidez de flexão vertical do carril	$El_{v,r}$	6.38×10^3	kN m ²
Massa do carril (UIC 60)	m_s	60.2	kg/m
Fator de corte	k_r	0.4	-
Nº de elementos de viga entre travessas	n	3	-
Massa das palmilhas	m_{rp}	5	kg
Rigidez das palmilhas	k_{rp}	145×10^3	kN/m
Amortecimento das palmilhas	c_{rp}	20	kN s/m
Massa das travessas	m_s	162.5	kg
Nº de travessas	N_s	91	-
Espaçamento entre travessas	d	0.60	m
	ξ	4	%
Amortecimento de Rayleigh para as frequências f_1 e f_2	f_1 e f_2	2 e 1000	Hz
Massa do balastro-solo	m_{bs}	0.4	t
Rigidez vertical do balastro-solo	k_v	100×10^3	kN/m
Amortecimento vertical do balastro-solo	c_v	150	kN s/m
Rigidez longitudinal do balastro-solo	k_w	50×10^3	kN/m
Amortecimento longitudinal do balastro-solo	c_w	0	kN s/m

Passo de tempo de gravação

Como visto anteriormente no estudo de influência de parâmetros no cálculo de curvas de receptância no modelo 3D, o passo de tempo de gravação é um aspeto que influencia os resultados de um modelo. No modelo 2D repetiu-se o mesmo estudo variando a configuração da força de impacto para o mesmo passo de tempo de gravação.

Para um passo de tempo de gravação com um valor de 0.001 s registaram-se curvas de receptância diferenciadas com a aplicação de forças de impacto com um parâmetro t_d variado. À medida que se aumenta o parâmetro t_d , a curva de receptância aumenta a sua amplitude paralelamente ao longo da sua frequência. Este fenómeno é explicado pela imperfeita interpolação linear realizada durante a integração da resposta como visto anteriormente no modelo 3D. Na Figura 5.5 (a) são mostradas as curvas de receptância com um passo de tempo de gravação igual a 0.001 s e a variação de forças de impacto.

Diminuindo o passo de tempo de gravação para 0.0001 s obtém-se uma perfeita concordância entre as curvas de receptância para os diferentes parâmetros t_d da força de impacto. A sobreposição das curvas mostradas na Figura 5.5 (b) comprova o comportamento linear do modelo.

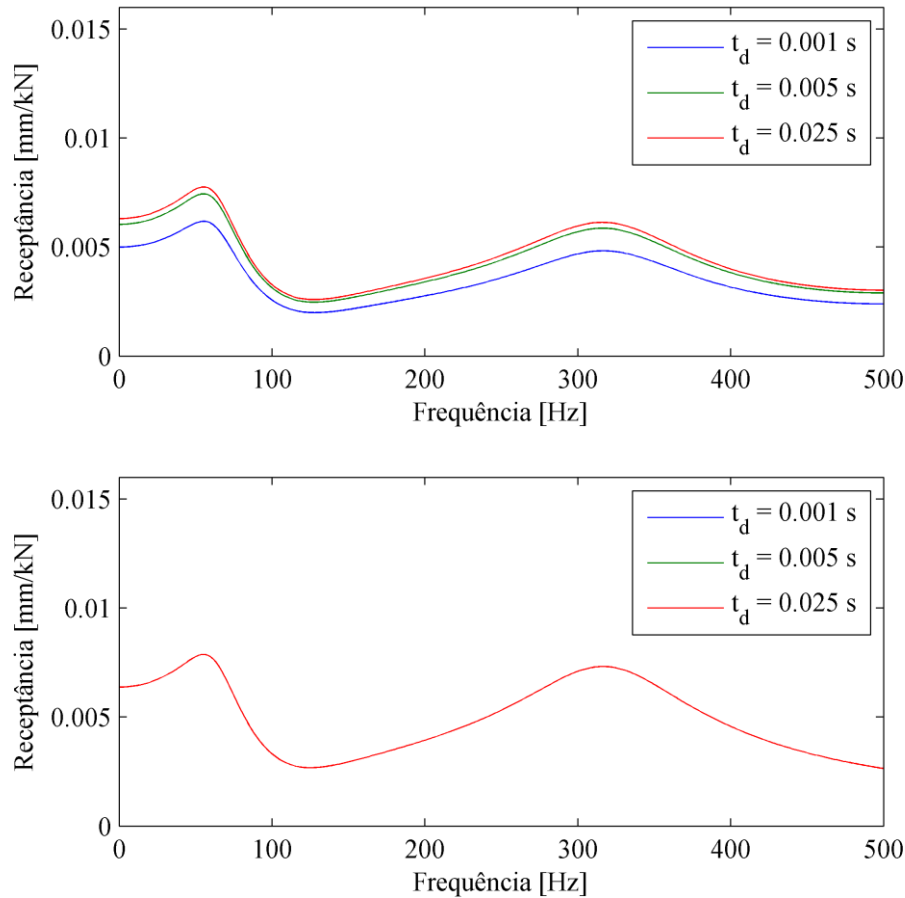


Figura 5.5 – Curvas de receptância com a variação do parâmetro t_d da força de impacto e um passo de tempo de gravação de (a) 0.001 s e (b) 0.0001 s.

Teoria de viga do carril

Como visto anteriormente, a diferença entre as duas teorias de viga – Timoshenko e Euler-Bernoulli (EB) – aplicáveis nos elementos de viga do carril está na consideração da rigidez por corte na primeira. Na Figura 2.12 representam-se as curvas de receptância calculadas com a consideração de cada teoria de viga. O resultado confirma que a consideração da teoria de viga de EB conduz a um valor quase idêntico de receptância nas frequências até aos 500 Hz. As diferenças apenas são significativas em frequências muito altas, embora não sejam aqui apresentadas por não fazer parte deste estudo. Confirma-se, também, que a teoria de viga de EB resulta numa ligeiramente maior rigidez global da via como era expectável.

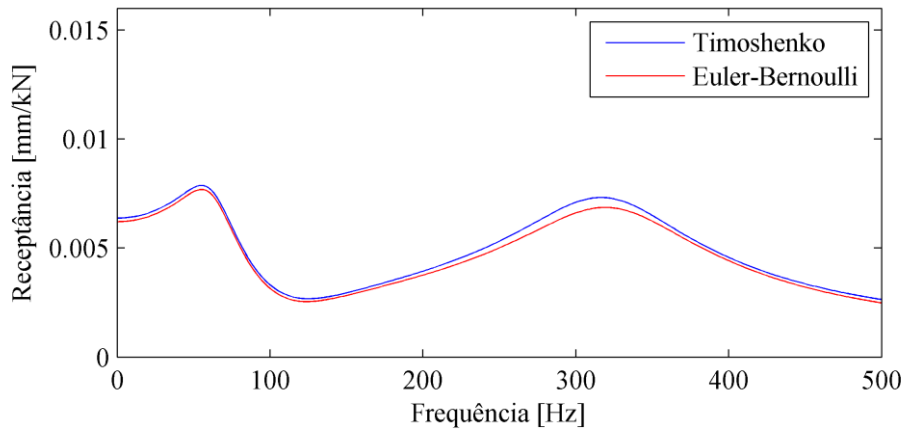


Figura 5.6 – Curvas de receptância com a variação da teoria de viga do carril.

Palmilhas

Em relação ao efeito dinâmico da rigidez das palmilhas, verifica-se na Figura 5.7 que o principal efeito da variação da rigidez se dá no segundo pico de ressonância, ou seja, a variação da frequência e da amplitude de ressonância dos carris sobre as palmilhas. Ao mesmo tempo, a amplitude da função de receptância decresce entre as frequências de 0 a 100 Hz quando se aumenta a rigidez das palmilhas. Também a rigidez estática varia uniformemente com a variação da rigidez das palmilhas como era expectável.

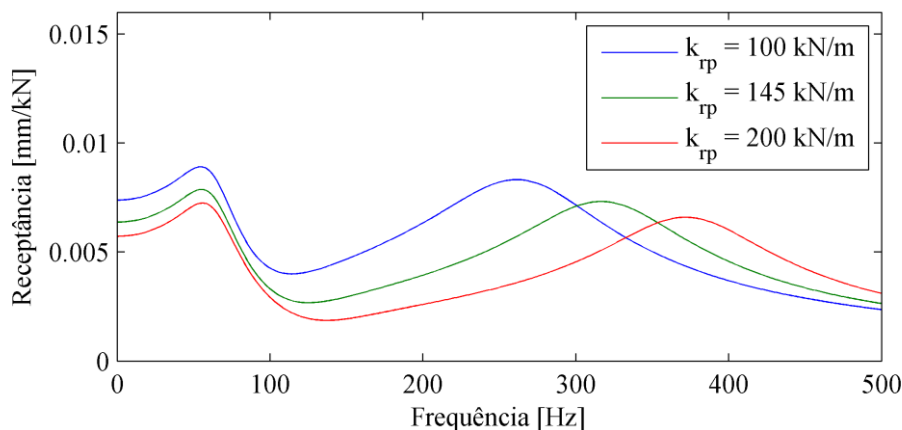


Figura 5.7 – Curvas de receptância com a variação da rigidez das palmilhas.

A variação do amortecimento das palmilhas provoca apenas efeito na frequência de ressonância do segundo pico como se pode ver na Figura 5.8. O crescimento da amplitude da ressonância dos carris sobre as palmilhas é inversamente proporcional ao aumento do amortecimento das palmilhas. É o efeito expectável pois uma ressonância mal amortecida apresenta um pico estreito. Na região das frequências anti-ressonantes da travessa nota-se uma ligeira variação da amplitude com a variação do amortecimento das palmilhas.

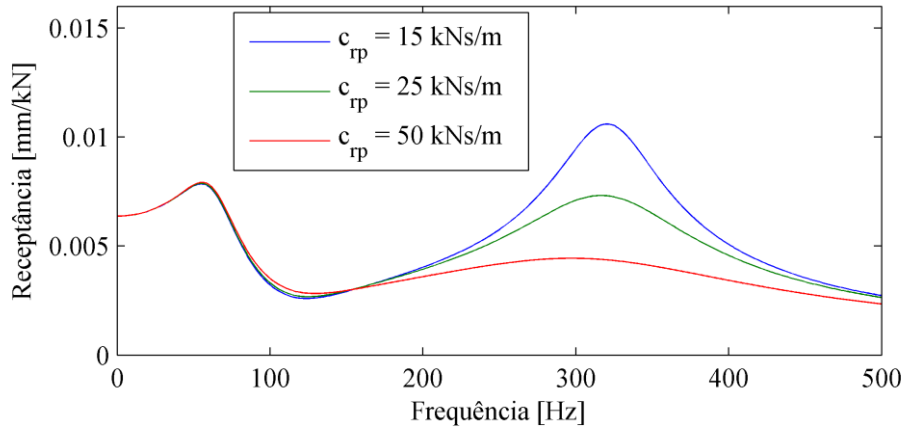


Figura 5.8 – Curvas de receptância com a variação do amortecimento das palmilhas.

Massa de balastro-solo

Da visualização da Figura 5.9 verifica-se que a variação da massa de balastro-solo afeta as curvas entre o primeiro e o segundo pico de ressonância. Ao aumento da massa corresponde a diminuição da frequência de ressonância de ambos os picos e o aumento da amplitude de receptância dos mesmos. Também a frequência de anti-ressonância da travessa diminui com o aumento deste parâmetro. A participação da massa de balastro-solo na rigidez estática do sistema é nula como se previa.

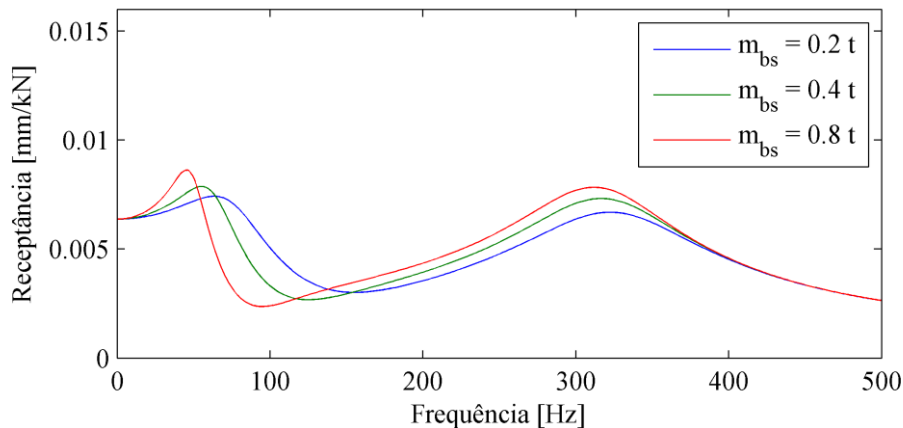


Figura 5.9 – Curvas de receptância com a variação da massa de balastro.

Amortecimento vertical do balastro-solo

Sendo um parâmetro relacionado com o sistema balastro-solo, o efeito da sua variação dá-se principalmente na frequência da vibração global da via e ligeiramente na anti-ressonância da travessa. A diminuição do valor aumenta a amplitude do primeiro pico de ressonância e tem o efeito

inverso na vibração anti-ressonante da travessa. Como expectável, a variação do amortecimento não tem influência na rigidez estática do sistema.

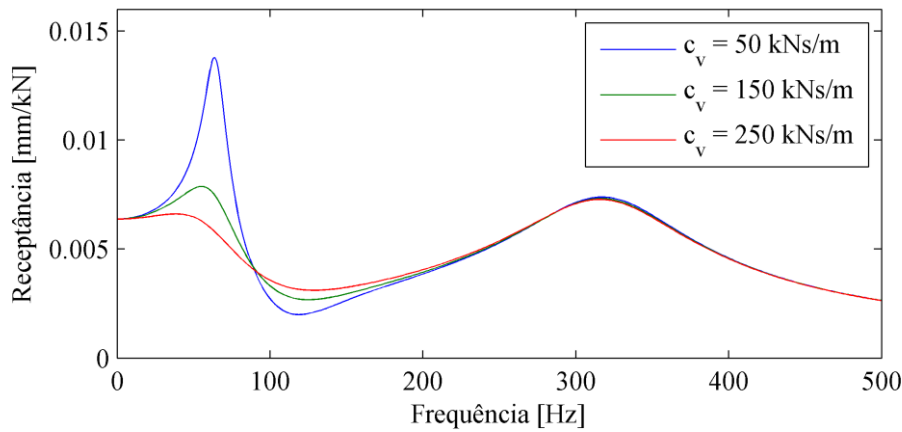


Figura 5.10 – Curvas de receptância com a variação do amortecimento do balastro-solo.

Apresenta-se na Figura 5.11 o esquema com o resumo da influência que cada parâmetro tem numa curva de receptância. O primeiro pico corresponde à ressonância da vibração global da via e o segundo pico corresponde à ressonância da vibração do carril sobre as palmilhas. Em cada pico é representado o movimento vertical (variação da amplitude) ou horizontal (variação da frequência de ressonância) na curva de receptância provocado pela variação de cada parâmetro. Regista-se, também, o efeito na rigidez estática por parte do parâmetro de rigidez das palmilhas (k_{rp}). O índice “+” indica o sentido para onde se move a curva aumentando esse parâmetro.

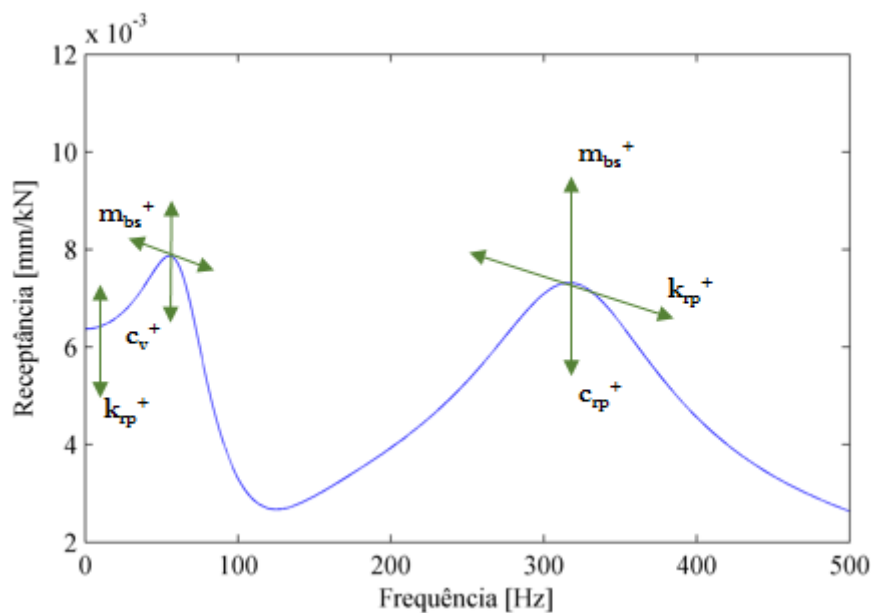


Figura 5.11 – Influência dos parâmetros a calibrar na função de receptância.

5.4.2 Ajuste de curvas de receptância

O ajuste de funções de receptância foi realizado novamente com a funcionalidade do *Matlab* “lsqcurvefit” tal como na Secção 5.3. As curvas de receptância obtidas pelos modelos de calibração 2D ajustaram-se às curvas obtidas pelo modelo 3D (subsecção 4.2.2) através da variação dos seguintes parâmetros: massa de balastro-solo (m_{bs}), amortecimento vertical do balastro-solo (c_v) e amortecimento longitudinal do balastro-solo (c_w).

Do ajuste entre as curvas de receptância resultaram os valores dos parâmetros enunciados na Tabela 5.6. As curvas de receptância obtidas a partir de ambos os modelos estão representadas na Figura 5.12.

Tabela 5.6 – Parâmetros calibrados do modelo 2D após ajuste entre curvas de receptância.

Secção	Parâmetro	Notação	Valor	Unidade
S1 (aterro)	Massa de balastro-solo	m_{bs}	0.05	t
	Amortecimento vertical do balastro-solo	c_v	273.2	kN s/m
	Amortecimento longitudinal do balastro-solo	c_w	0	kN s/m
S2 (UGM)	Massa de balastro-solo	m_{bs}	0.05	t
	Amortecimento vertical do balastro-solo	c_v	236.4	kN s/m
	Amortecimento longitudinal do balastro-solo	c_w	0	kN s/m
S3 (CBGM)	Massa de balastro-solo	m_{bs}	0.19	t
	Amortecimento vertical do balastro-solo	c_v	24.7	kN s/m
	Amortecimento longitudinal do balastro-solo	c_w	126.8	kN s/m
S4 (ponte)	Massa de balastro-solo	m_{bs}	0.09	t
	Amortecimento vertical do balastro-solo	c_v	28.3	kN s/m
	Amortecimento longitudinal do balastro-solo	c_w	67.6	kN s/m

Foi obtida uma concordância global aceitável entre as curvas de receptância dos modelos 2D e 3D. Na secção com solo de fundação mais rígido, S3, e na secção sobre a ponte, S4 a concordância foi boa, principalmente na vibração global da via. Como expectável, as curvas de receptância na secção S4 são as mais idênticas, pois é a secção que o modelo 2D permite uma modelação mais fiel devido ao menor número de elementos constituintes da via.

Quanto às secções S1 e S2 verifica-se igualmente um bom ajuste, principalmente na frequência de ressonância dos carris sobre as palmilhas. Nas médias frequências, verificam-se algumas diferenças na amplitude da receptância entre os dois modelos. As frequências de ressonância devidas à combinação de movimento das camadas de balastro, sub-balastro e coroamento não são evidentes no modelo 2D.

A rigidez estática (ou flexibilidade estática), nos 0 Hz, é bem aproximada em todas as secções.

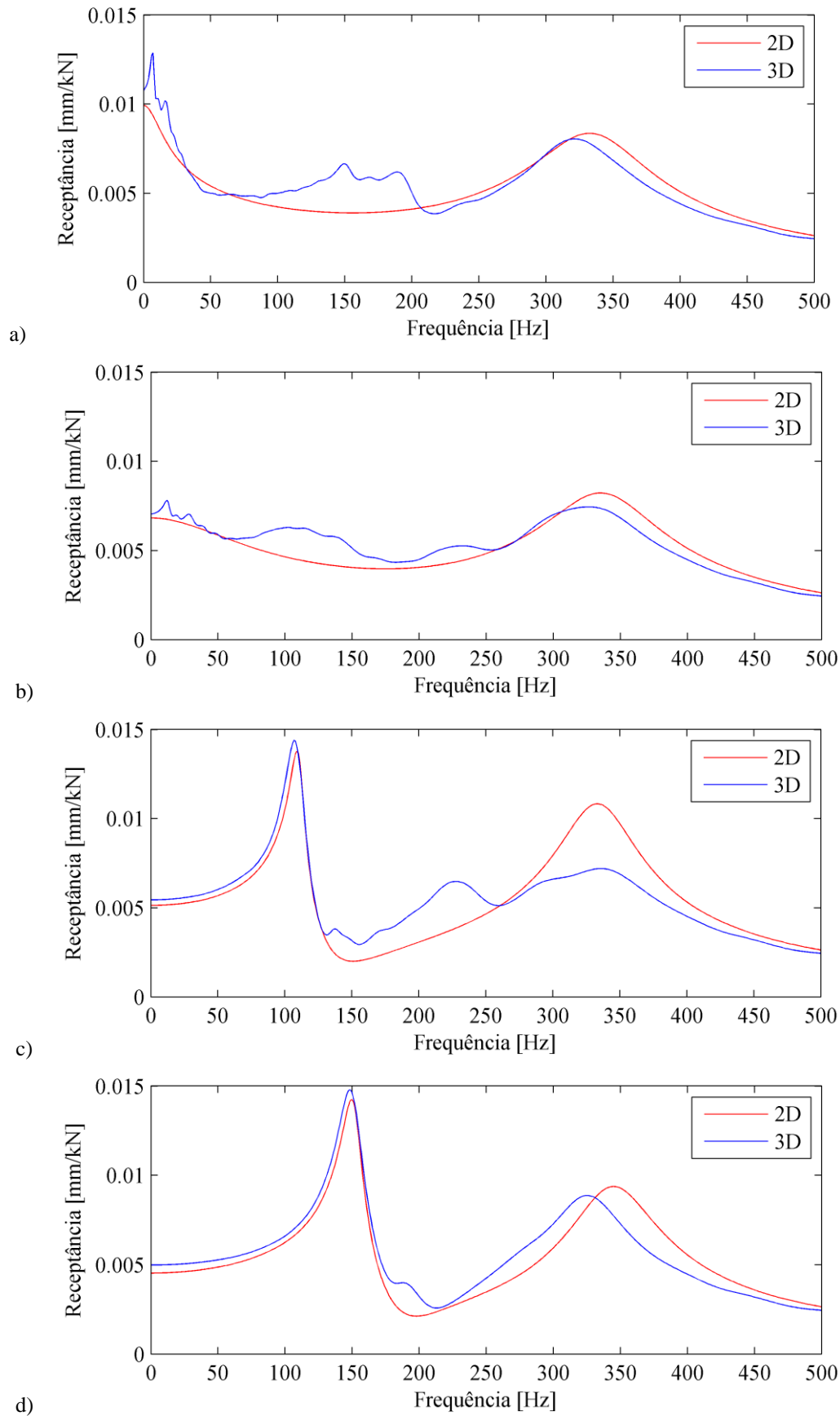


Figura 5.12 – Curvas de receptância direta nas seções (a) S1 (aterro), (b) S2 (UGM), (c) S3 (CBGM) e (d) S4 (ponte) obtidas nos modelos 2D e 3D.

6

Cálculos dinâmicos à passagem de veículos

Depois de estudados ambos os modelos numéricos e de ter sido calibrado o modelo 2D, efetuou-se o cálculo dinâmico do modelo numérico bidimensional da transição apresentada no Capítulo 3. Neste capítulo pretende-se compreender o comportamento dinâmico do modelo bidimensional da transição em termos de deslocamentos máximos do carril e de forças de interação travessa-balastro à passagem de veículos. Posteriormente é estudada a resposta a diferentes velocidades de circulação do veículo de modo a abordar o tema da velocidade crítica. Os resultados do modelo 2D são qualificados por comparação com os resultados obtidos pelo modelo 3D.

A descrição da modelação da transição é feita nas secções seguintes.

6.1 Descrição do modelo bidimensional da transição

O modelo bidimensional da transição foi modelado no programa UTrack apresentado na Secção 2.3 e calibrado no Capítulo 5. É composto por 81 travessas espaçadas de 0.6 m correspondentes a um comprimento total de 48 m. A modelação e os parâmetros do sistema da via é a mesma utilizada na Subsecção 5.1 quando se realizou o ajuste de curvas de receptância. Nos carris, modelados por vigas de Euler-Bernoulli foram adotadas as propriedades de um perfil UIC60 (rigidez de flexão vertical $EI_{v,r} = 6380 \text{ kNm}^2$ e massa $m_r = 60.2 \text{ kg/m}$). As (meias) travessas são massas concentradas de valor $m_s = 162.5 \text{ kg}$. A rigidez e amortecimento das palmilhas foram estimados através de ensaios de receptância realizados na via, devolvendo uma rigidez, $k_{rp} = 145 \text{ kN/mm}$, e um amortecimento, $c_{rp} = 12 \text{ kNs/m}$.

Os parâmetros do sistema balastro-solo foram calibrados ao longo do Capítulo 5 e estão representados sintetizadamente na Figura 6.1. A progressão dos valores dos parâmetros de rigidez nas inclinações dos blocos técnicos foi admitida com uma função de 3º grau. Este tipo de função foi a que melhor se adequou à variação de rigidez numa breve análise efetuada.

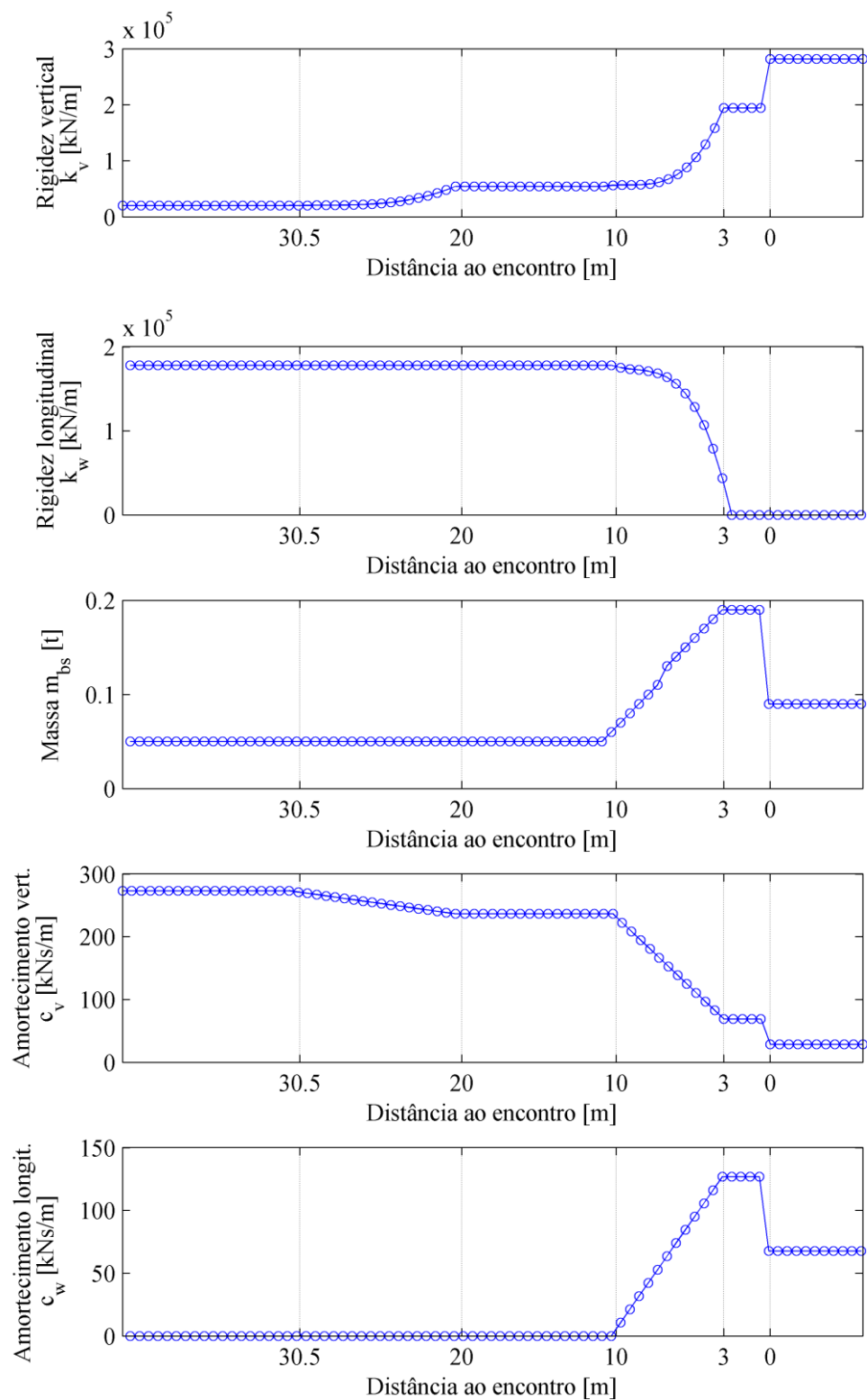


Figura 6.1 – Parâmetros dos apoios das travessas do modelo.

O passo de tempo de integração adotado foi de 2×10^{-5} s. O tempo de cálculo de cada análise foi de 8.3 s.

6.2 Descrição do modelo tridimensional da transição

O modelo tridimensional da transição foi modelado no programa Pegasus descrito na Secção 2.4 e estudado no Capítulo 4. Tal como no modelo 2D, o comprimento do modelo é de 81 travessas correspondentes a 48 m.

A modelação do sistema da via é realizada de forma idêntica aos modelos de calibração 3D apresentados na Subsecção 4.2.1. Nos carris e travessas, modelados por vigas de Euler-Bernoulli foram adotados, respetivamente, as propriedades de um perfil UIC60 (rigidez de flexão vertical $EI_{v,r} = 6380 \text{ kNm}^2$, rigidez de flexão horizontal $EI_{h,r} = 1.076 \times 10^3 \text{ kNm}^2$ e massa $m_r = 60.2 \text{ kg/m}$) e a massa de uma travessa $m_s = 322 \text{ kg}$. O valor da rigidez e amortecimento das palmilhas são tal como no modelo 2D, respetivamente, $k_{rp} = 145 \text{ kN/mm}$ e $c_{rp} = 12 \text{ kNs/m}$.

No sistema do balastro-solo assumiu-se um comportamento linear elástico pela lei de Hooke com as propriedades apresentadas anteriormente na Tabela 4.7. A malha de elementos finitos é composta por 337 629 nós e 316 932 elementos sólidos. Na resolução das equações adotou-se um passo de tempo de integração igual a 1×10^{-5} s. Na Figura 6.2 está representada a modelação do sistema, no qual os materiais do solo se encontram diferenciados por cores.

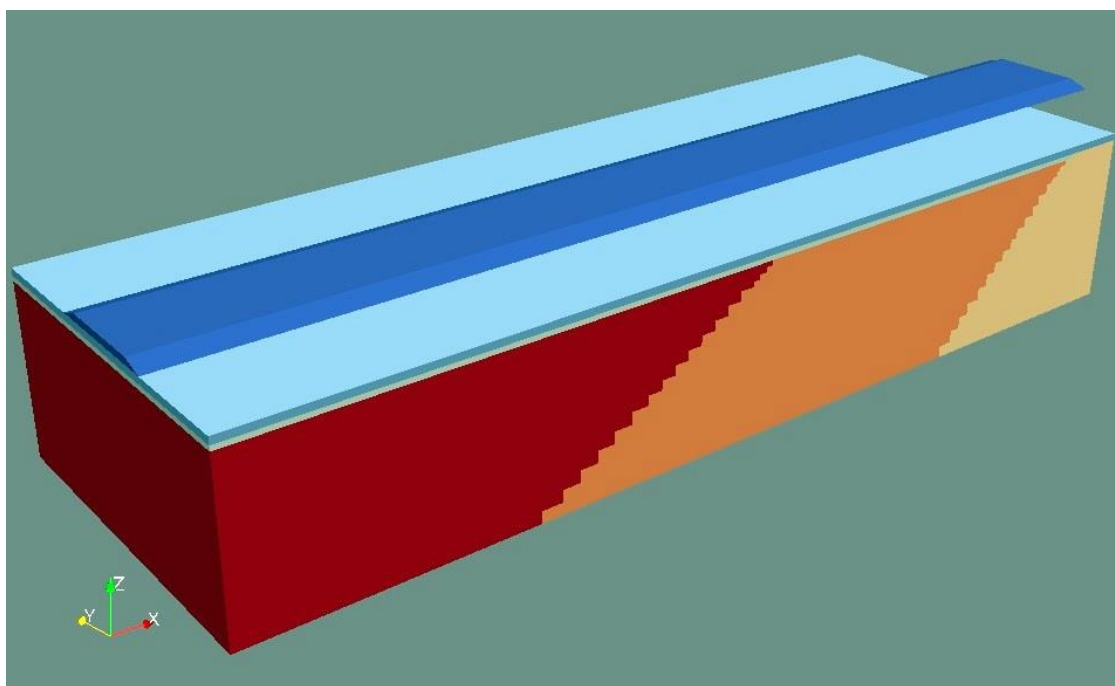


Figura 6.2 – Representação do sistema balastro-solo da transição no modelo 3D (Varandas et al., 2014).

6.3 Movimento do veículo na transição

A análise dinâmica foi efetuada para a passagem da primeira bogie de um comboio *Alfa Pendular* a 200 km/h, cuja velocidade é aproximadamente igual à velocidade de circulação nesta transição. Visto que a consideração do comprimento total do comboio obrigaria à construção de um modelo extremamente maior que resultaria num aumento do tempo de cálculo e dos esforços computacionais, foram consideradas apenas a carga de dois eixos correspondentes à primeira bogie do comboio. Cada roda transmite uma força aproximada de 65 kN espaçadas de 2.7 m como representado na Figura 6.3. Note-se que a capacidade de amortecimento e rigidez do próprio bogie não é simulada. Deste modo, a resposta da estrutura é quase-estática.

O movimento das cargas faz-se no sentido da secção sobre aterro para a ponte, a uma velocidade constante.

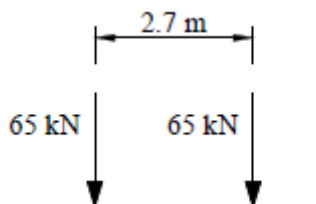


Figura 6.3 – Carga de duas rodas do veículo correspondentes à primeira bogie.

Como o tempo de cálculo é um fator de distinção entre ambos os modelos, registou-se que o cálculo demorou 8.5 h por segundo de análise no modelo 3D e apenas 8.3 s no modelo 2D. No primeiro modelo foi utilizado um computador com processador *Intel Core i7* e 16 GB de memória RAM, enquanto no segundo modelo foi utilizado um computador com processador *Intel Core i5* e 4 GB de memória RAM. A diferença deve-se à necessidade de maiores requisitos computacionais no modelo 3D.

O deslocamento máximo vertical do carril decorrente do movimento do veículo ao longo da transição está representado na Figura 6.4. O eixo das abcissas significa a distância ao encontro da ponte.

O deslocamento máximo vertical obtido com o modelo 2D é muito semelhante ao obtido com o modelo 3D ao longo da transição, exceto na secção S3 (CBGM) onde a diferença é de cerca de 0.05 mm (12.5%). Esta diferença pode ser explicada pelo facto da rigidez global da secção adjacente (ponte) “obrigar” o carril a manter a sua posição vertical. Regista-se a concordância do deslocamento do carril sobre as inclinações dos blocos técnicos nos dois modelos.

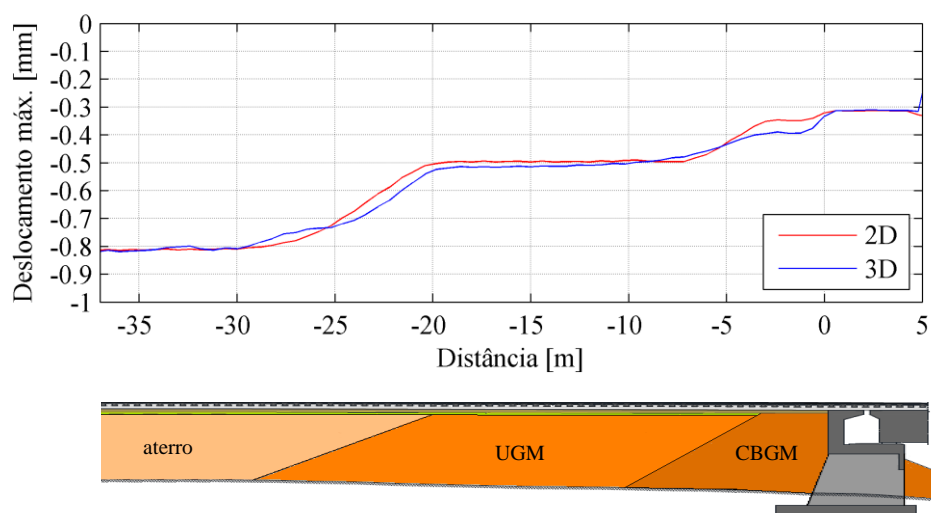


Figura 6.4 – Deslocamentos máximos verticais do carril após passagem do veículo nos modelos 2D e 3D.

A força máxima transmitida pelas travessas ao balastro está representada na Figura 2.12. A força inclui o peso transmitido pelas rodas do veículo e o peso próprio dos elementos da via (carril, palmilhas e travessas) aos quais corresponde uma força de cerca de 4 kN.

Visualiza-se que existe boa concordância somente nas secções S3 (CBGM) e S4 (ponte). A variação brusca na força de interação entre as duas secções é devidamente simulada. Nestas duas secções a rigidez longitudinal é nula. Visto que a rigidez global da estrutura é influenciada, sobretudo, pela rigidez vertical e longitudinal do sistema balastro-solo, o valor destes dois parâmetros necessita ser alterado para se obterem melhores resultados em termos de forças de interação nas secções S1 e S2. A variação de ambos os parâmetros é possível sem afetar significativamente a rigidez global e a resposta em termos de deslocamentos.

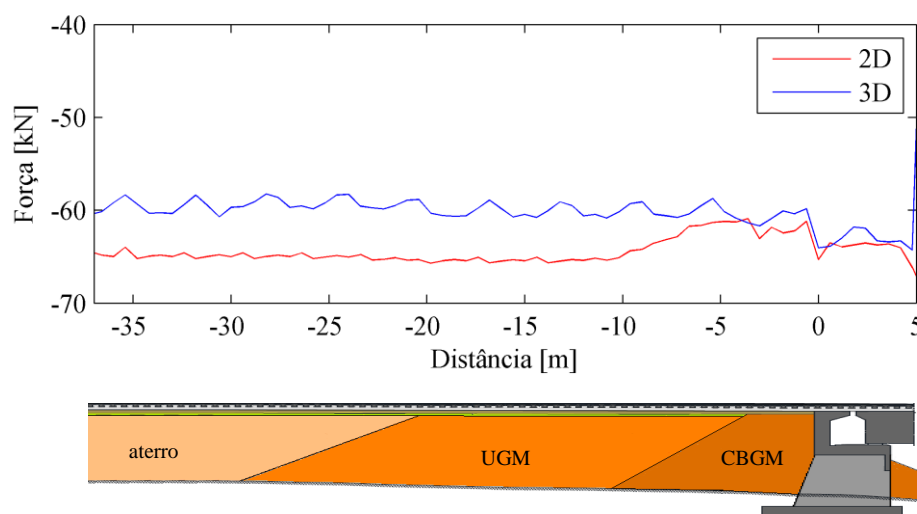


Figura 6.5 – Força máxima de interação travessa-balastro após passagem do veículo nos modelos 2D e 3D.

Como a rigidez vertical (k_v) foi o primeiro parâmetro a ser calibrado e a calibração da rigidez longitudinal (k_w) é influenciada pelo primeiro, supõe-se que o processo de calibração de k_v necessite de ser melhorado.

Na Figura 6.6 é representado o deslocamento máximo do carril em diferentes pontos situados nas secções da transição, em função do tempo. A resposta do carril no modelo 2D (a linha vermelha) é aproximada à resposta no modelo 3D (a linha azul) em consonância com o resultado do deslocamento máximo ao longo da transição. Verifica-se que no ponto $x = -33$ m (sobre a secção de aterro) a carga do segundo eixo da bogie (que ocorre pouco antes dos 0.1 s) confere um maior deslocamento do carril em relação ao primeiro eixo. Este efeito vai-se dissipando quanto mais rígida é a secção da transição.

Na posição $x = -3$ m o deslocamento do carril apresenta a mesma configuração em ambos os modelos, embora no modelo 2D esteja mais elevado (facto referido anteriormente).

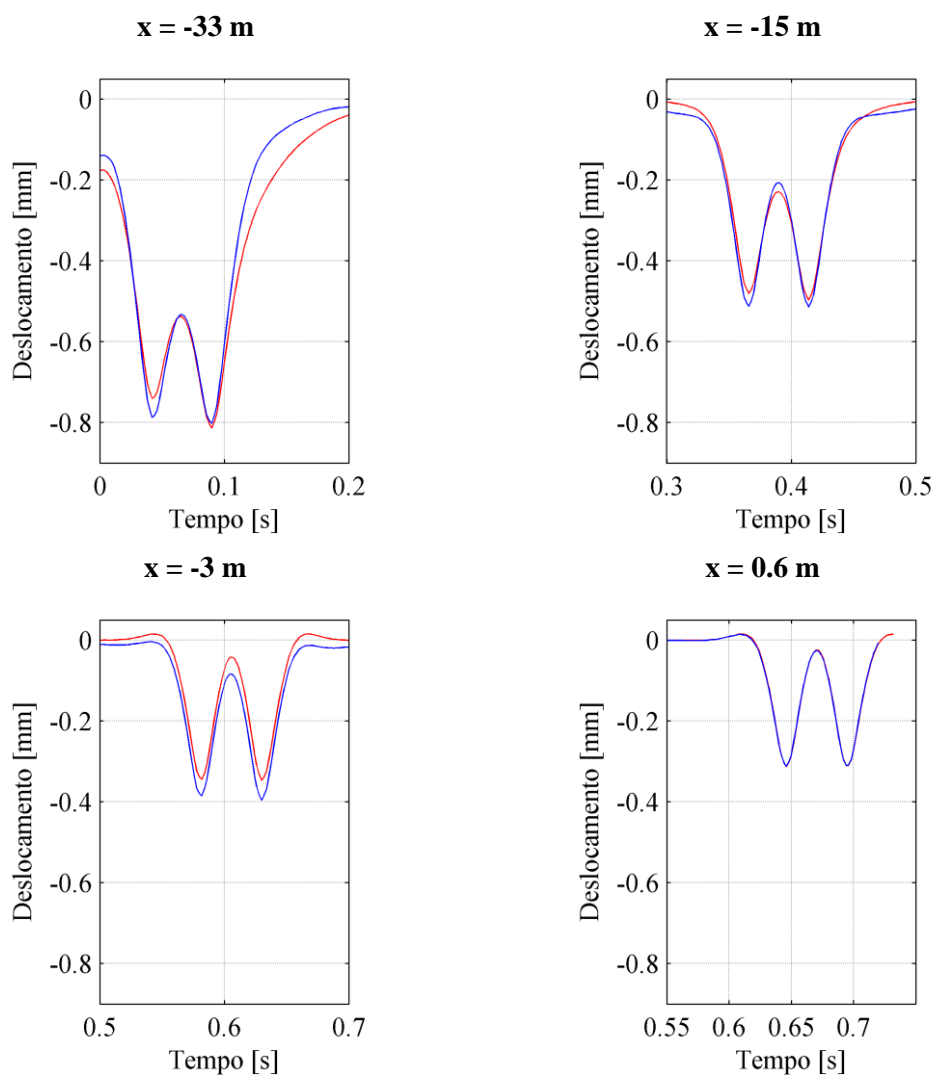


Figura 6.6 – Deslocamento do carril em diferentes posições devido à passagem do veículo.

6.4 Análise de velocidade

Concluindo-se que a passagem do veículo a uma velocidade de 200 km/h garante bons resultados no modelo 2D, analisou-se o comportamento da via para outras velocidades de circulação. A possibilidade de se atingir uma velocidade crítica pode trazer alterações no comportamento da via.

Visto que a velocidade crítica é menor na secção sobre aterro, o estudo realizou-se num modelo de 91 travessas em que é representada somente esta secção da transição.

O comportamento da via é analisado para velocidades entre 100 e 600 km/h, com incrementos de 100 km/h. Considerou-se o máximo de 600 km/h pois acima deste valor as velocidades de circulação de comboios são irreais num futuro próximo.

É possível verificar que a velocidade crítica se encontra dentro desta gama através de cálculos analíticos. A velocidade das ondas S, determinada pela Equação (2.15), é de 478.8 km/h (módulo de elasticidade, $E = 90$ MPa e coeficiente de Poisson, $\nu = 0.25$). Sabendo que a velocidade das ondas R é ligeiramente inferior à velocidade das ondas S (admite-se que $v_R \cong 0.95 v_s$), pelo que a velocidade das ondas R (aproximadamente igual à velocidade crítica da via) é de 455 km/h.

6.4.1 Modelo bidimensional

Este modelo tem as mesmas características e propriedades adotadas no modelo de calibração 2D apresentado na Secção 5.1 referente a S1. O apoio das travessas são compostos pelos parâmetros de uma secção sobre aterro. A massa de balastro-solo é $m_{bs} = 0.005$ t, a rigidez vertical é $k_v = 20\,260$ kN/m, o amortecimento vertical é $c_v = 273.2$ kNs/m, a rigidez longitudinal é $k_w = 177\,400$ kN/m e o amortecimento longitudinal é $c_w = 0$ kNs/m.

Na Figura 6.7 está representado o deslocamento máximo do carril ao longo da via com a variação da velocidade do veículo. É possível verificar que o carril tem uma resposta diferenciada consoante a velocidade do veículo.

O deslocamento vertical máximo do carril obtido na via para cada velocidade de circulação do veículo está representado na Figura 6.8. O deslocamento do carril é amplificado a uma velocidade de 400 km/h. Abaixo deste valor o deslocamento é menor quanto menor é a velocidade. Para velocidades maiores que esta, o deslocamento é igualmente menor consoante o aumento da velocidade. Aparentemente a velocidade crítica neste modelo bidimensional é de cerca de 400 km/h, embora a amplificação dinâmica que lhe está associada seja baixa.

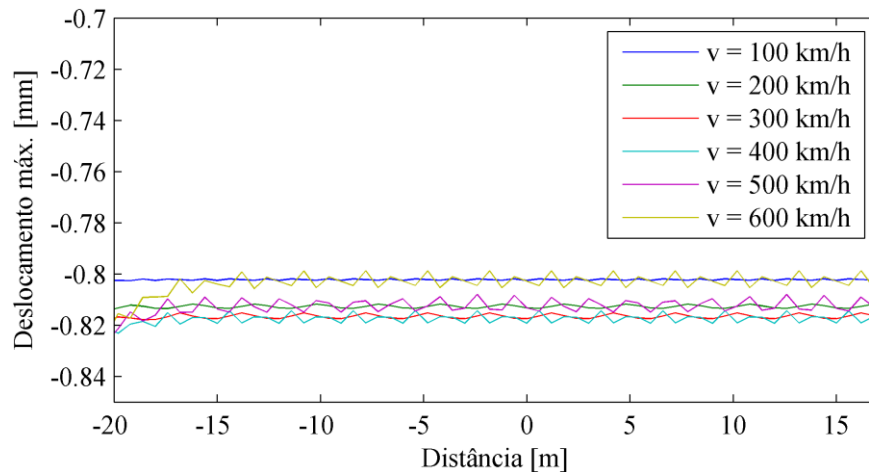


Figura 6.7 – Deslocamento máximo vertical do carril para diferentes velocidades do veículo.

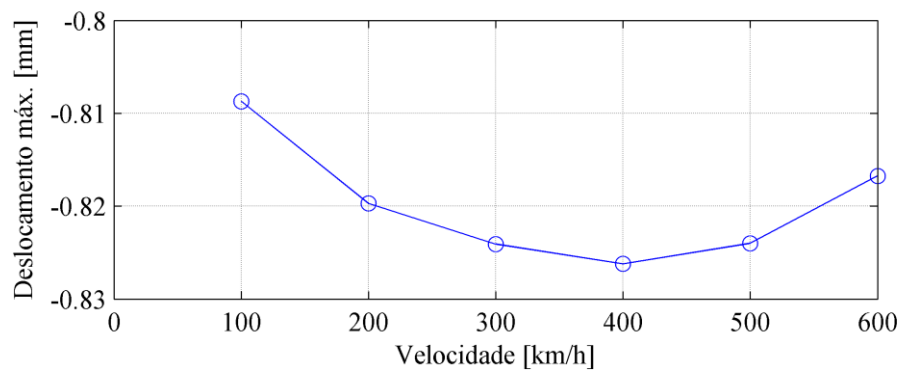


Figura 6.8 – Deslocamento máximo do carril com a variação da velocidade do comboio obtido com o modelo 2D.

Para avaliar o comportamento do carril quando solicitado pelas cargas dos eixos do veículo representa-se na Figura 6.9 o deslocamento do carril na posição $x = -10.2$ m para as várias velocidades de circulação do veículo. Da visualização obtêm-se algumas notas em relação ao comportamento da estrutura. A uma velocidade baixa de 100 km/h a resposta do deslocamento vertical do carril é praticamente simétrica num registo temporal. Este aspeto desaparece gradualmente quanto maior é a velocidade de circulação do veículo.

Não se verifica em nenhuma das velocidades o aspeto comum de uma velocidade crítica em que as ondas geradas à frente da carga móvel apresentam pequeno comprimento de onda e amplitudes elevadas. Deste modo, conclui-se que este modelo não simula convenientemente o fenómeno da velocidade crítica, apesar de se verificar que para uma dada velocidade os deslocamentos são amplificados.

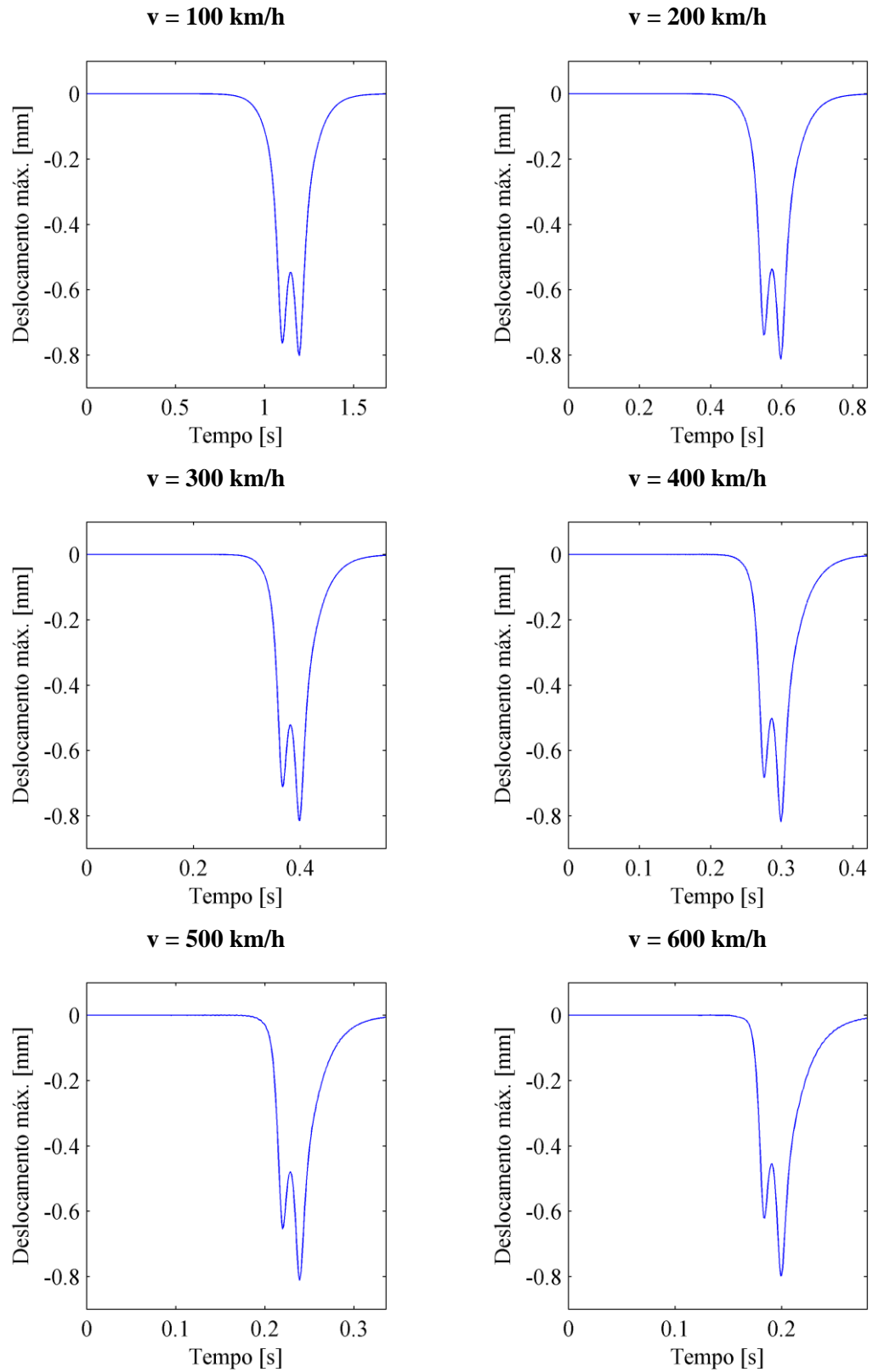


Figura 6.9 – Deslocamento do carril em função do tempo na posição $x = 10.2$ m obtido com o modelo 2D.

6.4.2 Modelo tridimensional

O modelo adquire as mesmas características do modelo de calibração 3D para a secção S1 adotado na Subsecção 4.2.1, mas com o aumento do número de travessas para 81 e um comprimento total de 48 m, tal como representado na Figura 6.10. As rodas do veículo são posicionadas inicialmente nas posições $x = -22.7$ e $x = -20$ m.

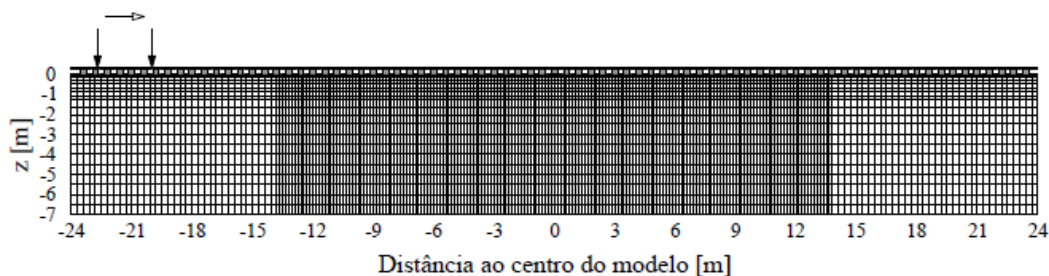


Figura 6.10 – Vista longitudinal do modelo tridimensional de análise de velocidades.

Na Figura 6.11 é representado o deslocamento vertical máximo do carril para diferentes velocidades de circulação do veículo de cargas. Visualiza-se que existe uma fase transiente desde os -20 m até aos sensivelmente 0 m para velocidades de 400 e 600 km/h. Para velocidades de 100, 200 e 300 km/h (muito abaixo da velocidade crítica) o sistema encontra-se sempre num estado estacionário. A uma velocidade de 500 km/h, que deverá estar perto da velocidade crítica, o sistema mantém-se num estado transiente.

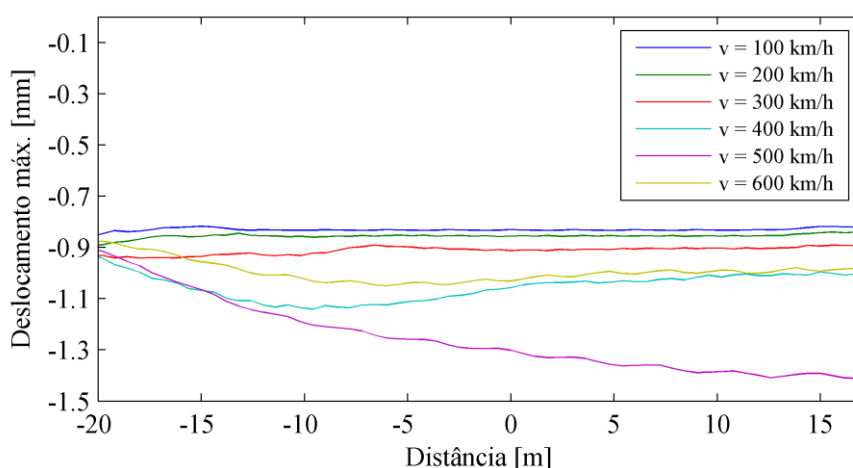


Figura 6.11 – Deslocamento máximo vertical do carril para diferentes velocidades do veículo.

O deslocamento vertical máximo do carril na posição $x = 10.2$ m (sobre a travessa nº 58) é representado na Figura 6.12 em função das diferentes velocidades de circulação do veículo de

carga. Escolheu-se esta posição por o sistema já se encontrar aqui num estado estacionário. Da visualização do gráfico é notório que o deslocamento máximo é amplificado para uma velocidade de 500 km/h, o que indica que se encontra próximo da velocidade crítica.

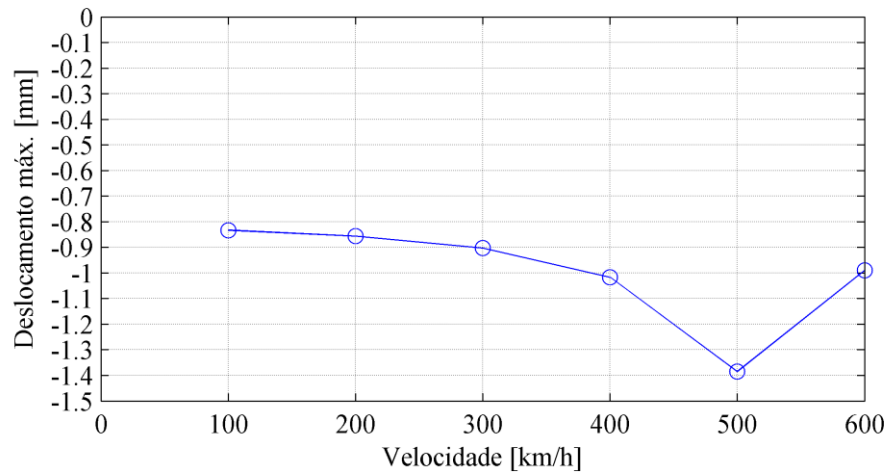


Figura 6.12 – Deslocamento máximo vertical do carril na posição $x = 10.2$ m (sobre a travessa 58) para diferentes velocidades do veículo obtido com o modelo 3D.

Na Figura 6.13 é representado o deslocamento do carril em função do tempo na posição $x = 10.2$ m (sobre a travessa nº 58). Para as velocidades de circulação de 100 e 200 km/h identifica-se uma velocidade muito abaixo da velocidade crítica pela característica comum de simetria vertical da resposta nestas situações. Para velocidades de 300 e 400 km/h observa-se que se aproxima da velocidade crítica pela presença de vibrações à frente do veículo (à esquerda na figura) provocadas pela frente de onda. O aspeto de simetria desaparece gradualmente. Para a velocidade de 500 km/h o comportamento do deslocamento vertical do carril é o mais próximo da velocidade crítica pois a amplitude de movimento do carril próximo ao primeiro eixo da bogie é maior. Caso se tivesse admitido um comportamento não-linear dos materiais granulares do balastro e sub-balastro, este aspeto era bastante mais evidente.

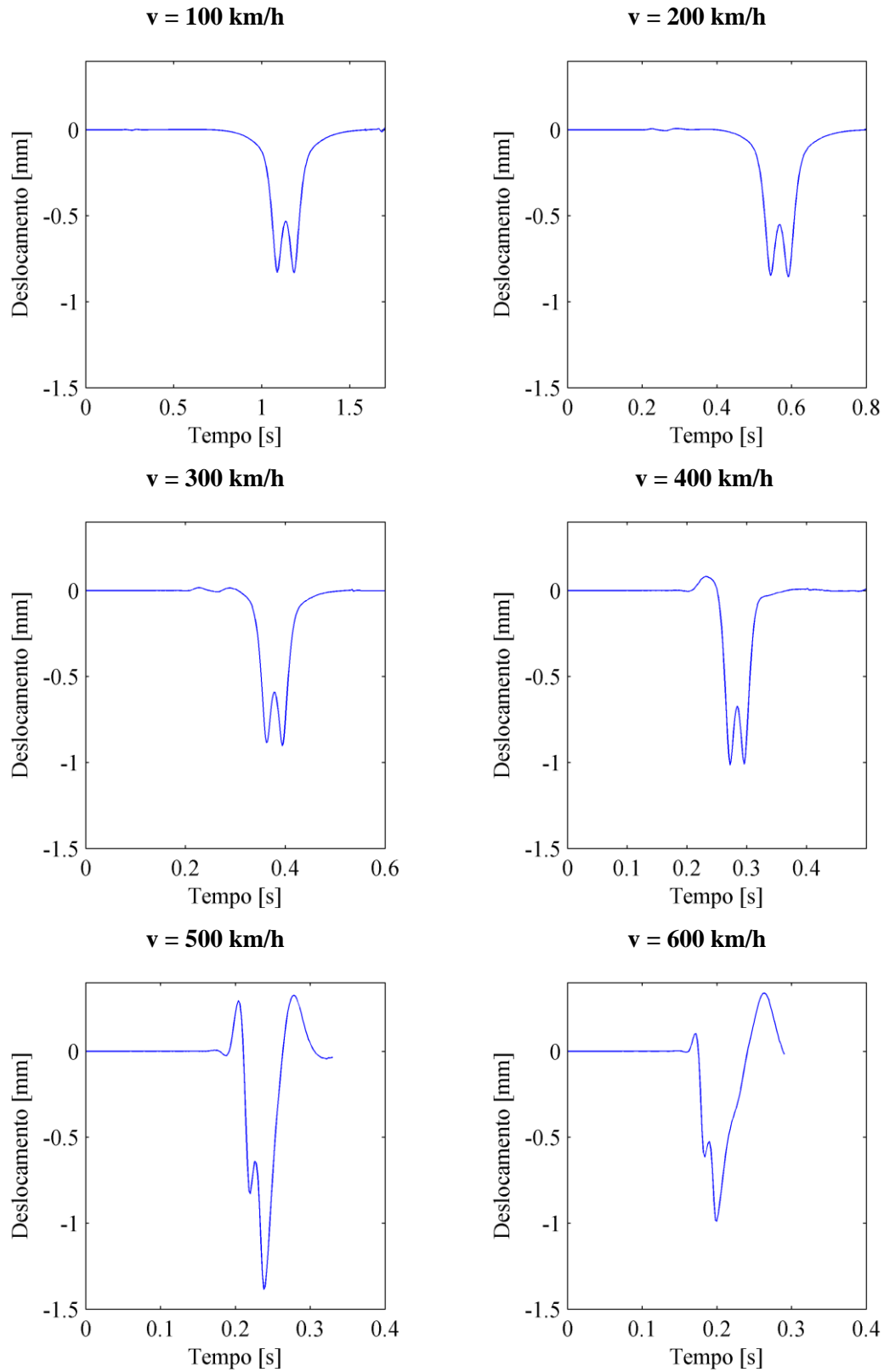


Figura 6.13 – Deslocamento do carril em função do tempo na posição $x = 10.2$ m para diferentes velocidades do veículo obtido com o modelo 3D.

Conclusões e desenvolvimentos futuros

Com a inevitável aposta no transporte ferroviário principalmente no continente europeu, no qual se inclui Portugal, é necessário o estudo do comportamento das transições e de outros pontos problemáticos de uma via-férrea. A utilização de modelos numéricos complexos torna estes estudos demasiado demorados e com a necessidade de altos requisitos computacionais. Perante este facto, este trabalho teve como principal objetivo estudar o comportamento de um modelo bidimensional de elementos lineares numa transição. Dos estudos encontrados com modelos semelhantes a este, nenhum foi realizado numa transição de aterro para uma ponte ferroviária com esta configuração de blocos técnicos.

A aplicação deste modelo requereu uma calibração precisa dos parâmetros que o compunham. O processo de calibração proposto foi convenientemente aplicado e dos dados resultantes foram retiradas várias conclusões ao longo da dissertação que são referenciadas sumariamente neste capítulo.

Primeiro, no passo de calibração da rigidez vertical do sistema balastro-solo (k_v) foram obtidos valores coerentes para as diferentes secções da transição. Em termos absolutos não foi possível avaliar os resultados, excepto na secção sobre a ponte em que foram obtidos resultados bastante próximos com uma formulação comprovada.

No passo de calibração da rigidez longitudinal do sistema balastro-solo (k_w) obtiveram-se excelentes relações entre os deslocamentos do carril provocados por uma carga pontual estática nos modelos 2D e 3D, o qual conduziu a uma ótima calibração.

Em relação ao ajuste de curvas de receptância entre os modelos 2D e 3D considerou-se que o processo de calibração resultou num bom ajuste entre ambos os modelos, embora algumas frequências de ressonância não tenham sido possíveis de replicar. Este facto foi mais evidente nas secções da transição sobre solo flexível e com maior número de elementos constituintes da via. No entanto, como as vibrações induzidas pela passagem do veículo são principalmente

dependentes de deslocamentos quase-estáticos, estas diferenças não tiveram influência na resposta dinâmica.

Ainda na continuação deste tópico, fez parte o estudo da influência da parametrização dos modelos no cálculo das curvas de receptância. Foi possível verificar que a opção por alguns aspetos de modelação numérica podem conduzir a resultados alterados.

Na análise do comportamento do modelo bidimensional da transição, objetivo principal do trabalho, concluiu-se que este modelo permite uma boa aproximação na resposta dinâmica da via com resultados semelhantes aos obtidos por um modelo tridimensional complexo. Os resultados foram bons principalmente em termos de deslocamentos verticais da via. Em termos de esforços transmitidos das travessas para o balastro, os resultados foram menos bons. As maiores diferenças verificaram-se nas secções sobre solo flexível. Este aspeto foi referido no Capítulo 6, onde se concluiu que o processo de calibração do parâmetro de rigidez vertical do sistema balastro-solo necessita de uma melhoria.

Quanto à análise do comportamento do modelo 2D para diferentes velocidades de circulação do veículo foi possível concluir que o fenómeno de velocidade crítica não é adequadamente replicado. A amplificação de deslocamentos devidos a uma velocidade crítica é mínima, ao contrário do modelo 3D onde os efeitos foram óbvios. Conclui-se portanto que o modelo 2D apresentado não é adequado para o estudo de situações com velocidades próximas da velocidade crítica.

Como síntese final, conclui-se que o modelo bidimensional da transição permite uma resposta próxima ao modelo mais complexo, com a vantagem de requerer muito menor tempo de cálculo.

Como desenvolvimentos futuros sugere-se o estudo do comportamento do modelo 2D a longo-prazo. Neste caso, alguns aspetos teriam que ser melhorados como a adoção do comportamento não-linear elástico no apoio das travessas para melhor simular a capacidade resiliente das camadas de balastro e de solo. Esta abordagem introduziria mais incógnitas no sistema, pelo que o processo de calibração teria de ser alterado.

Outros aspetos são sugeridos para melhoramento do modelo:

- Para aumentar o realismo da modelação, considera-se que seria interessante comparar as curvas de receptância calculadas pelo modelo bidimensional com as reais obtidas em ensaios *in-situ*;
- O processo de calibração de um modelo para novas vias torna-se pouco eficaz pois uma das vantagens deste modelo é a poupança de tempo. Deste modo, seria útil o desenvolvimento de uma correlação dos parâmetros do modelo com propriedades dos elementos constituintes da via.

Bibliografia

- Alves Costa, P. (2011). *Vibrações Do Sistema Via-Macizo Induzidas Por Tráfego Ferroviário . Modelação Numérica E Validação Experimental*.
- Alves Ribeiro, A. C. (2012). *Transições Aterro-Estrutura em Linhas Ferroviárias de Alta Velocidade: Análise Experimental e Numérica* (Tese de doutoramento). Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- Azevedo, Á. (2003). *Método dos elementos finitos*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Berggren, E. (2009). *Railway Track Stiffness – Dynamic Measurements and Evaluation for Efficient Maintenance. Engineering*. KTH.
- Bosso, N., Spiryagin, M., Gugliotta, A., & Somà, A. (2013). *Mechatronic Modeling of Real-Time Wheel-Rail Contact*. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg. doi:10.1007/978-3-642-36246-0
- Clough, R. W., & Penzien, J. (1995). *Dynamics of structures* (3rd Editio., p. 752). Berkeley, CA 94704: Computers & Structures, Inc.
- Coelho, L. M. (2008). *Blocos Técnicos em Infra-Estruturas Ferroviárias - Comportamento e Práticas Nacionais e Internacionais* (Dissertação de mestrado). Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal.
- Dahlberg, T. (2003). *Railway track settlements - a literature review. Report for the EU project SUPERTRACK*. Linköping, Sweden.
- Dahlberg, T. (2006). Track Issues. Em S. Iwnicki (Ed.), *Handbook of railway vehicle dynamics* (pp. 143–179). Taylor & Francis. doi:10.1201/9780849333217
- Dahlberg, T. (2010). Railway Track Stiffness Variations – Consequences and Countermeasures. *International Journal of Civil Engineering*, 8(1), 1–12.
- De Man, A. (2002). *Dynatrack. A survey of dynamic railway track properties and their quality*. Delft: DUP Science.
- Esveld, C. (2001). *Modern railway track* (2nd Editio., p. 653). MRT Productions. doi:10.1111/0031-868X.t01-2-00006

- Fernandes, J. (2011). *Modelação do comportamento mecânico de vias-férreas* (Dissertação de mestrado). Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, Portugal.
- Fortunato, E. (2005). *Renovação de plataformas ferroviárias - Estudos relativos à capacidade de carga* (Tese de doutoramento). Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.
- Fortunato, E., Paixão, A., & Calçada, R. (2013). Railway Track Transition Zones: Design, Construction, Monitoring and Numerical Modelling. *International Journal of Railway Technology*, 2(4), 33–58.
- Holm, G., Andréasson, B., Bengtsson, P.-E., Bodare, A., & Eriksson, H. (2002). *Mitigation of Track and Ground Vibrations by High Speed Trains at Ledsgård, Sweden*. Linköping, Suécia.
- Kaewunruen, S., & Remennikov, A. (2008). Dynamic properties of railway track and its components: a state-of-the-art review. Em *New Research on Acoustics* (Weiss, BN., pp. 197–220). Hauppauge, New York: Nova Science Publishers.
- Knothe, K., & Wu, Y. (1998). Receptance behaviour of railway track and subgrade. *Archive of Applied Mechanics (Ingenieur Archiv)*, 68(7-8), 457–470. doi:10.1007/s004190050179
- Knothe, K., Yu, M., & Ilias, H. (2003). Measurement and Modelling of Resilient Rubber Rail-Pads. Em K. Popp & W. Schiehlen (Eds.), *System Dynamics and Long-Term Behaviour of Railway Vehicles, Track and Subgrade SE - 16* (Vol. 6, pp. 265–274). Springer Berlin Heidelberg.
- Kouroussis, G., Connolly, D. P., & Verlinden, O. (2014). Railway-induced ground vibrations – a review of vehicle effects. *International Journal of Rail Transportation*, 2(2), 69–110. doi:10.1080/23248378.2014.897791
- Kouroussis, G., Gazetas, G., Anastasopoulos, I., Conti, C., & Verlinden, O. (2011). Discrete modelling of vertical track–soil coupling for vehicle–track dynamics. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(12), 1711–1723. doi:10.1016/j.soildyn.2011.07.007
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering. Engineering* (Vol. 6, p. 653). Prentice-Hall. doi:10.1007/978-3-540-35783-4
- Kruse, H., & Popp, K. (2003). Model-Based Investigation of the Dynamic Behaviour of Railway Ballast. Em K. Popp & W. Schiehlen (Eds.), *System Dynamics and Long-Term Behaviour of Railway Vehicles, Track and Subgrade SE - 17* (Vol. 6, pp. 275–294). Springer Berlin Heidelberg.
- Lundqvist, A., & Dahlberg, T. (2005). Load impact on railway track due to unsupported sleepers. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, 219, 67–77. doi:10.1243/095440905X8790
- Manso, J. (2011). *Aplicação de modelos bidimensionais ao estudo da geração e propagação de vibrações* (Dissertação de mestrado). Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, Portugal.

- Mourão, N. (2008a). Flickr. *Alfa Pendular 186, Alcácer*, 2008.07.15. Obtido de <http://www.flickr.com/photos/nmorao/2691563371/>
- Mourão, N. (2008b). Flickr. *IC 570, Alcácer*, 2008.07.25. Obtido de <http://www.flickr.com/photos/nmorao/2706506908>
- Oscarsson, J. (2002). Dynamic Train-Track Interaction: Variability Attributable to Scatter in the Track Properties. *Vehicle System Dynamics*, 37(1), 59–79. doi:10.1076/vesd.37.1.59.3538
- Paixão, A. (2014). *Transition zones in railway tracks. An experimental and numerical study on the structural behaviour* (Tese de doutoramento). Portugal.
- Paixão, A., Fortunato, E., & Calçada, R. (2013). Design and construction of backfills for railway track transition zones. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*. doi:10.1177/0954409713499016
- REFER E.P. (2010). Variante de Alcácer. *Cadernos de Informação*.
- REFER E.P. (2014). REFER E.P. *Transporte do Futuro*. Obtido de <http://www.refer.pt/MenuPrincipal/TransporteFerroviario/Transportedofuturo.aspx>
- Seara, I., & Correia, A. (2008). Zonas de transição de vias-férreas. A importância de uma solução geoestrutural, 245–252.
- Soares, P. (2014). Flickr. *Alcácer do Sal 18-08-14*. Obtido de <https://www.flickr.com/photos/amiguel01/14861066698/>
- Sun, Y. Q., & Dhanasekar, M. (2002). A dynamic model for the vertical interaction of the rail track and wagon system. *International Journal of Solids and Structures*, 39(5), 1337–1359.
- Teixeira, P. F. (2003). *Contribución a la reducción de los costes de mantenimiento de vías de alta velocidad mediante la optimización de su rigidez vertical* (Tese de doutoramento). Universitat Politècnica de Catalunya, Espanha.
- UIC. (2008). *UIC CODE 719 R*. Paris: Union Internationale des Chemins de Fer.
- Vale, C. (2010). *Influência da qualidade dos sistemas ferroviários no comportamento dinâmico e no planeamento da manutenção preventiva de vias de alta velocidade* (Tese de doutoramento). Faculdade de Ciências da Universidade do Porto, Portugal.
- Varandas, J. N. (2013). *Long-Term Behaviour of Railway Transitions Under Dynamic Loading* (Tese de doutoramento). Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, Portugal.
- Varandas, J. N., Holscher, P., & Silva, M. A. G. (2013). Settlement of ballasted track under traffic loading: Application to transition zones. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, 228(3), 242–259.
- Varandas, J. N., Hölscher, P., & Silva, M. A. G. (2011). Dynamic behaviour of railway tracks on transitions zones. *Computers & Structures*, 89(13-14), 1468–1479.
- Varandas, J. N., Paixão, A., Fortunato, E., Hölscher, P., & Calçada, R. (2014). Non-linear elastic behaviour of unbound aggregates in FEM representing railway transition zones. Em

Proceedings of The Second International Conference on Railway Technology: Research, Development and Maintenance (p. 21). Ajaccio, Córsega, França: Civil-Comp Press.

Zhai, W. M. (1996). Two simple fast integration methods for large-scale dynamic problems in engineering. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 39(June 1994), 4199–4214.

Zhai, W. M., & Cai, Z. (1997). Dynamic interaction between a lumped mass vehicle and a discretely supported continuous rail track. *Computers & structures*, 63(5), 987–997.

Zoonar/picxhunter. (2011). Zoonar. *Photo Rail Track Ballast*. Obtido de <http://www.zoonar.com/2440278>